



Eurokoodin sovellusohje

Betonirakenteiden suunnittelu

- NCCI 2

Eurokoodin sovellusohje
Betonirakenteiden suunnittelu –
NCCI 2

5.11.2010

Liikenneviraston ohjeita 24/2010

Kannen kuvat: Markku Nousiainen

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-579-3

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

5.11.2010

Tieosasto

Voimassa

5.11.2010 alkaen toistaiseksi

Korvaa/muuttaa

Betonirakenneohjeet 2006 TIEH 2100037-x-06

Sillansuunnittelun täydentävät ohjeet 2008 TIEH 2100003-v-08

Asiasanat

ohjeet, sillat, sillansuunnittelu, betoni, eurokoodi

Eurokoodin sovellusohje

Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2

Tätä sovellusohjetta käytetään yleisten teiden siltojen ja rautatiesiltojen suunnittelussa. Lisäksi ohjetta käytetään niiden yksityistiesiltojen suunnittelussa, jotka saavat valtion avustusta sillan rakentamiseen. Siltojen kantavuuden määrittämisestä annetaan ohjeet erikseen. Eurokoodeja ja niihin liittyviä Liikenneviraston sovellusohjeita voidaan soveltaa myös korjauskohteissa, mikäli se on tarkoituksenmukaista.

Tämä sovellusohje on tarkoitettu pienten ja keskisuurten tavanomaisten siltojen (sillan kokonaismitta < 200 m) eurokoodin mukaiseen suunnitteluun. Erikoissilloille (Esim. köysisillat) ja pidemmille silloille voidaan tätä sovellusohjetta käyttää Liikenneviraston hankekohtaisten lisämääräysten kanssa.

Sovellusohjeen mukaisesti suunniteltu rakenne edellyttää sen toteuttamista InfraRYL 2006 Osan 3 Sillat ja rakennustekniset osat lukujen 42001, 42020, 42030, 42070, 42111, 42131, 42141, 42142, 42210, 42500, 42017, 42018 ja 42019 mukaisesti.

Eurokoodin betonisilloja koskevista kansallisista liitteistä viitataan tähän sovellusohjeeseen seuraavissa kohdissa:

NA		NCCI	Sisältö
NA 1992-2	4.2 (105) Huom.	4.2	Betonirakenteiden rasitusluokat ja rasitusluokkia vastaavat betonilaadut eri ympäristöolosuhteissa.
	4.2 (106) Huom. 1.		
	4.2 (106) Huom. 2		
NA 1992-2	5.5 (104) Huom. 1	5.5	Momenttien rajallinen uudelleen jakautuminen ja pakkovoimien huomioon ottaminen lineaarisessa analyysissä.
NA 1992-2	6.1 (109) c) Huom.	6.1	Ohjeet taivutetun poikkileikkauksen sitkeän murtotavan varmistamiseksi.
	6.1 (109) b) Huom.		
	6.1 (110) b) Huom.		
	6.1 (110) iii) Huom.		
NA 1992-2	6.2.2 (101) Huom.	6.2	Menettelytapa poikkileikkauksen leikkauskestävyyden määrittämiseksi.
	6.2.3 (103) Huom. 2		
	6.2.3 (107) Huom.		
	6.2.3 (109) Huom.		
NA 1992-2	6.8.1 (102) Huom.	6.8	Ohjeita rakenteen väsymiskestävyyden osoittamiseksi.
NA 1992-2	7.3.1 (105) Huom.	7.3.1	Laskennallisen halkeamaleveyden suositusarvot.
NA 1992-2	7.3.3 (101) Huom.	7.3.4	Yksinkertaistettu menettely halkeamaleveyden määrittämiseksi ilman suoraa laskentaa.
NA 1992-2	7.3.4 (101) Huom.	7.3.3	Ohjeet halkeamaleveyden laskentaan.
NA 1992-2	9.1 (103) Huom.	9	Rakenteiden vähimmäispaksuudet -ja raudoitukset.
	9.8.1 (103) Huom.		

NA = kansallisen liitteen kohta josta on viitattu tähän sovellusohjeeseen

NCCI = tämän sovellusohjeen vastaava kohta



Olli Niskanen, Yksikön päällikkö
Sillansuunnitteluyksikkö



Heikki Lilja, Silta-asiantuntija
Sillansuunnitteluyksikkö

LISÄTIETOJA

Heikki Lilja

Liikennevirasto

puh. 020 637 3560

Esipuhe

Eurokoodit ovat korvanneet aiemmat siltojen kantavien rakenteiden suunnittelussa käytetyt ohjeet 1.6.2010 lähtien. Tämä sovellusohje antaa ohjeita sillan suunnittelijalle eurokoodien tulkintaan sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien vaatimustaso täytetään.

Sovellusohjeesta on tehty tarkoituksellisesti mahdollisimman pelkistetty, eikä kaikkia eurokoodin esittämiä asioita ole käsitelty, joten tätä ohjetta pitää käyttää rinnakkain eurokoodin standardien SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-2 sekä niiden siltoja koskevien kansallisten liitteiden kanssa. Siltoja koskevat kansalliset liitteet on julkaistu liikenne- ja viestintäministeriön ohjeina mm. Liikenneviraston internet-sivuilla.

Tämä sovellusohje on toteutettu Tieosaston Sillansuunnitteluyksikön tilaamana konsulttityönä A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n toimesta vuoden 2010 aikana ottaen huomioon aiemmin toteutetut Eurokoodien kansalliset liitteet.

Helsingissä marraskuussa 2010

Liikennevirasto

Sillansuunnitteluyksikkö

Sisällysluettelo

1	YLEISTÄ	9
1.1	Merkintä suunnitelmiin	9
2	SUUNNITTELUPERUSTEET	10
2.1	Rakenteiden vähimmäismittoja	10
2.2	Muita vaatimuksia	10
3	MATERIAALIT	11
3.1	Betoni	11
3.1.1	Yleistä	11
3.1.2	Lujuus.....	11
3.1.3	Kimmainen muodonmuutos	12
3.1.4	Viruminen ja kutistuminen.....	12
3.1.6	Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot	17
3.1.7	Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys- muodonmuutosyhteydet.....	17
3.2	Betoniteräs	20
3.2.1	Yleistä	20
3.2.2	Ominaisuudet.....	20
3.2.4	Sitkeysominaisuudet	21
3.2.5	Hitsaus.....	21
3.2.7	Mitoitusoletukset.....	22
3.3	Jänneteräs.....	23
3.3.1	Yleistä	23
3.3.2	Ominaisuudet.....	23
3.3.4	Sitkeysominaisuudet	24
3.3.6	Mitoitusoletukset.....	24
4	SÄILYVYYS JA RAUDOITUKSEN BETONIPRITE	26
4.1	Yleistä	26
4.2	Ympäristöolosuhteet	26
4.3	Säilyvyysvaatimukset	32
4.4	Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät	32
4.4.1	Betonipeite.....	32
5	RAKENNEANALYYSI.....	34
5.1	Yleistä.....	34
5.2	Mittaepätarkkuudet.....	34
5.3	Rakenteen mallintaminen.....	34
5.4	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi	36
5.5	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen.....	37
5.8	Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet	38
5.8.1	Momentin suurennusmenetelmä	40
5.8.2	Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä	40
5.8.3	Vino taivutus.....	41
5.9	Hoikkien palkkien kiepahdus	42
5.10	Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet	43

5.10.5	Jännityshäviöt.....	44
5.10.6	Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt.....	46
5.10.8	Jännevoiman mitoitusarvo.....	47
5.10.9	Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet	47
5.11	Eräiden rakenneosien analyysi.....	48
6	MURTORAJATILA.....	50
6.1	Taivutus ja normaalivoima	50
6.2	Leikkaus (RakMK B4 2005)	51
6.2.1	Lisävetovoima	52
6.2.2	Laipan irtileikkaantumisen raudoitus.....	53
6.2.3	Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys.....	54
6.3	Vääntö (RakMK B4 2005)	55
6.3.1	Yhdistetyt rasitukset.....	57
6.4	Lävistys (RakMK B4 2005)	57
6.5	Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model)	59
6.7	Paikallinen puristus	59
6.8	Väsyminen	60
7	KÄYTTÖRAJATILA	63
7.1	Yleistä.....	63
7.2	Jännitysten rajoittaminen.....	63
7.3	Halkeilun rajoittaminen	63
7.3.1	Yleisiä tarkasteluja	63
7.3.3	Halkeamaleveyden laskenta	65
7.3.4	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa.....	66
7.4	Taipuman rajoittaminen	68
8	RAUDOITUKSEN JA JÄNTEIDEN YKSITYISKOHTIEN SUUNNITTELU	69
8.2	Tankojen väliset etäisyydet.....	69
8.3	Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat.....	70
8.4	Pääraudoituksen ankkurointi.....	70
8.5	Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi	71
8.7	Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset.....	71
8.9	Tankoniput	72
8.10	Jänneet.....	73
8.10.1	Keskeinen ankkuri rakenneosan päässä	74
8.10.2	Kaksi rakenneosan reunalla olevaa ankkuria	75
9	RAKENNEOSIEN YKSITYISKOHTIEN JA ERITYISET SÄÄNNÖT	79
9.1	Yleistä.....	79
9.2	Palkit.....	80
9.2.1	Ripustusraudoitus	80
9.3	Laatat.....	81
9.5	Pilarit	81
9.6	Seinät	82
9.7	Seinämäiset palkit	82
9.8	Perustukset	82
9.9	Epäjatkuvuusalueet	82

EUROKOODIN LIITTEET

LIITE 1	Kutistuman ja viruman laskenta
LIITE 2	Ankkurointi- ja limijatkospituudet
LIITE 3	Rakenneosien rasitusluokkia
LIITE 4	Reunapalkki
LIITE 5	Kontaktitapit
LIITE 6	Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

1 Yleistä

1.1 Merkintä suunnitelmiin

Sillan betonisista rakenneosista määritellään piirustuksissa seuraavat asiat:

- rakenneosan tunnus
- rakenneluokka
- rasitusluokkaryhmä
- lujuusluokka
- P-lukuvaatimus
- betonipeitteen nimellisarvo
- betonipintojen suojaus
- toteutusluokka (seuraamusluokka esitetään yleispiirustuksessa)

Esim. Reunapalkki, Ro22, R1, C35/45-3, P50, $c_{nom} = 45$ mm, muottikangas ja impregnointi.

Kun suunnitellaan silta eurokoodin mukaisesti, käytetään betoniluokalle eurokoodin mukaista merkintää C35/45.

Mittapiirustuksissa on esitettävä betonipintojen suojauksien ja eri betonilaatujen ulottumat.

2 Suunnitteluperusteet

2.1 Rakenteiden vähimmäismittoja

Ajoneuvoliikenteen sillan betonisten kansilaattojen paksuuden tulee täyttää seuraavat vähimmäisvaatimukset:

- Vähimmäispaksuus suurimpien taivutusmomenttien kohdalla 230 mm
- Vähimmäispaksuus koko kansilaatan alueella 200 mm

Reunapalkkien mitoissa noudatetaan liitettä 4.

2.2 Muita vaatimuksia

Näkyviin jäävät terävät nurkat ($<120^\circ$) viistetään 20x20 mm, ellei siltakohtaisesti toisin sovita. Viistämisestä mainitaan piirustuksissa.

Ajoneuvoliikenteen sillan päällysrakenteella tulee olla vääntöjäykä tuenta sillan päätytuella, jolla estetään väännöstä aiheutuva päällysrakenteen päädyn kiertymä poikisuunnassa.

Päällysrakenteen kaikki pinnat raudoitetaan. Ellei rakenteellinen mitoitus vaadi suurempaa raudoitelmäärää, sijoitetaan pintoihin vähimmäisraudoitus noudattaen kohdassa 9.1 esitettyjä periaatteita.

Silloissa, joiden alittavan ajoneuvoliikenteen väylän vapaa korkeus on < 5 m, päällysrakenteen alanurkat vahvistetaan kolhaisuja vastaan ajoradan kohdalla tyyppipiirustuksen R15/DM 6 mukaisella kolhaisusuojaalla. Hankekohtaisesti voidaan vaatia kolhaisusuojan käyttö myös muissa tapauksissa.

Jos kehäsillan jalka valetaan jäykästi anturaan kiinni, betoni suhteutetaan mahdollisimman vähän kutistuvaksi ja käytetään runkoaineelle vähintään 16 mm:n maksimiraekokoa. Betonin laatuvaatimukset kutistuman hallitsemiseksi on esitettävä siltakohtaisissa laatuvaatimuksissa.

3 Materiaalit

3.1 Betoni

3.1.1 Yleistä

Betoni jaetaan lujuusluokkiin standardissa EN 206-1 esitetyllä tavalla. Lujuusluokka ilmoitetaan 28 vuorokauden ikäisen betonin lieriö- ja kuutiopuristuslujuuden suhteena. Suunnittelussa käytetty toteutusluokka ilmoitetaan lujuusmerkinnän perässä viivalla erotettuna (esim. C35/45-3).

3.1.2 Lujuus

Standardi EN 1992-2 rajoittaa siltojen suunnittelussa käytettävissä olevat betonin lujuusluokat välille C25/30...C70/85. Näitä lujuusluokkia vastaavat ominaislujuudet sekä suunnitteluun tarvittavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet on esitetty taulukoissa 3.1 ja 3.2.

Taulukko 3.1 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin lujuusluokka									
f_{ck} (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	30	37	45	50	55	60	67	75	85
f_{cm} (MPa)	33	38	43	48	53	58	63	68	78
f_{ctm} (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
E_{cm} (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39	41
ε_{cz} (‰)	2,0						2,2	2,3	2,4
ε_{cu2} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7
n	2,0						1,75	1,6	1,45
ε_{cz} (‰)	1,75						1,8	1,9	2,0
ε_{cu3} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7

Taulukko 3.2 *Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien analyttiset laskentakaavat sekä viittaukset*

Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{cm} (MPa)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% fraktiili
E_{cm} (GPa)	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ε_{c2} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Standardin EN 1992-1-1 kohdassa 3.1 on käsitelty betonin ominaisuuksien kehittymistä ajan suhteen.

3.1.3 Kimmoinen muodonmuutos

Betonin kimmoiset muodonmuutosominaisuudet riippuvat betonin koostumuksesta (erityisesti kiviaineksesta). Taulukoissa 3.1 ja 3.2 on esitetty kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin likimääräinen arvo E_{cm} kaavoineen. Suurilla jännityksillä korkealujuusbetonin kimmokertoimen arvo johdetaan jännitys-muodonmuutosyhteydestä (vrt.. kuva 3.8)

Betonin Poissonin lukuna voidaan käyttää arvoa 0,2 halkeilemattomalle betonille ja 0 halkeillelle betonille. Betonin ja betonirakenteen lämpölaajenemiskertoimena voidaan käyttää arvoa $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.1.4 Viruminen ja kutistuminen

Virumaluvun $\varphi(\infty, t_0)$ ja kokonaiskutistuman laskentakaavat esitetään liitteessä 1.

Betonin viruma $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ ajanhetkellä $t = \infty$ (kun puristava vakiojännitys σ_c asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä t_0) määritellään kaavalla 3.1 ja viruma ajanhetkellä t kaavalla 3.2.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c(\infty)} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)} \quad (3.2)$$

missä

$E_c(t) = 1,05E_{cm}(t)$ on betonin tangenttimoduuli

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku liitteen 1 mukaisesti

Kun betonin puristusjännitys ylittää arvon $0,45f_{ck}(t_0)$, otetaan viruman epälineaarisuus huomioon EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 (4) mukaisesti.

Tässä ohjeessa on käsitelty vain lineaarista virumaa.

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.3)$$

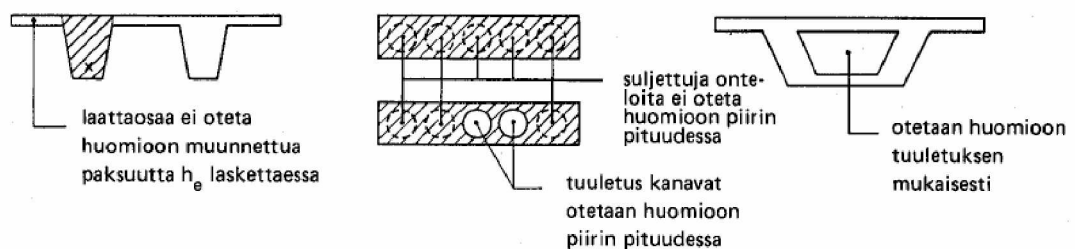
missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma liitteen 1 mukaisesti

ε_{ca} on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma liitteen 1 mukaisesti.

Viruma ja kutistuma riippuvat ympäristön suhteellisesta kosteudesta RH, poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 , ajasta t , betonin lujuudesta f_{ck} ja sementtilaadusta. Kuvissa 3.2–3.5 on esitetty eräitä suunnittelussa tarvittavia arvoja kutistumalle ja virumalle.

Suhteellisenä kosteutena käytetään ulkoilman ympäröimille rakenteille arvoa 80 %. Muunnettua paksuutta $h_0 = 2A_c/u$ laskettaessa pinta-alana A_c käytetään sitä osaa poikkileikkauksen pinta-alasta, joka vaikuttaa eniten tutkittavaan tapaukseen.



Kuva 3.1 Muunnettua paksuutta laskettaessa pinta-alaan ja piiriin huomioon-otettavia osia

Poikkileikkauksen pinta-alaan ei lasketa mukaan reikien pinta-alaa. Kuvan 3.1 mukaisesti rakenteen piiriin u otetaan mukaan vain ne osat, joista haihtumista pääsee tapahtumaan. Täten kevennettyjen rakenteiden tiiviisti suljettujen onteloiden ja koteloiden piirejä ei lasketa mukaan rakenteen piiriin.

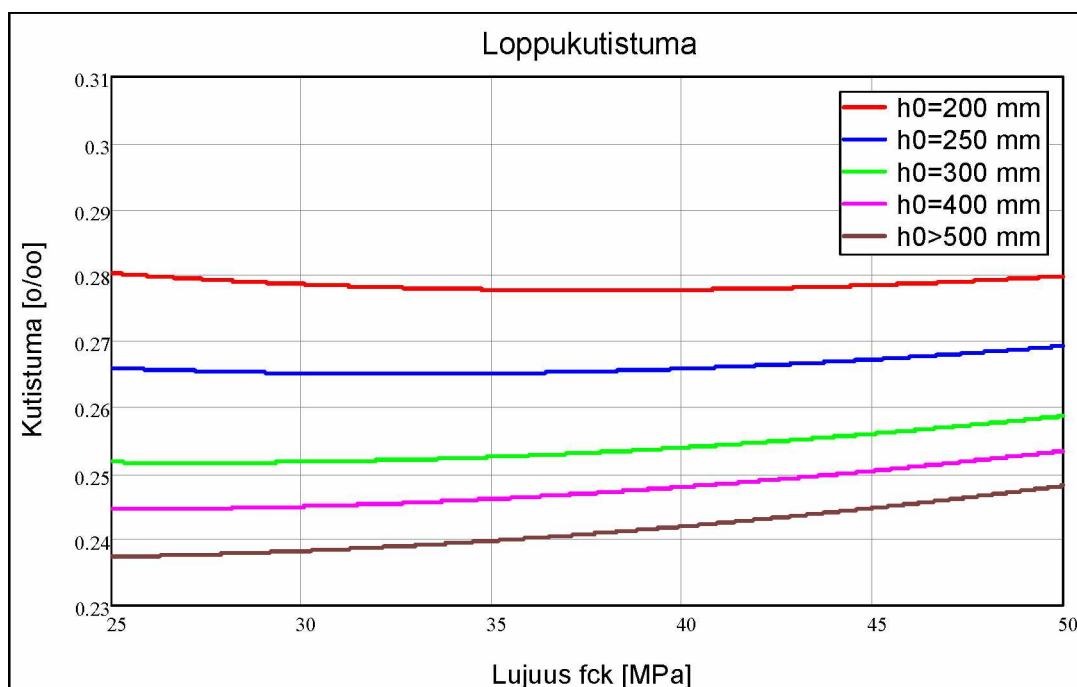
Haihtumista estävän vesieristyksen vaikutus otetaan huomioon, mikäli vaikutus on merkittävä.

Aikamuuttujia on sekä kutistuman että viruman laskennassa kaksi. Termi t kuvaa molemmissa betonin ikää tarkasteluhetkellä. Virumaan liittyvä termi t_0 kuvaa betonin ikää kuormituksen alkaessa ja kutistumaan liittyvä termi t_s kuvaa betonin ikää kuivumiskutistumisen alkaessa.

Betonin lujuutena käytetään laskennassa lieriölujuuden ominaisarvoa f_{ck} . Suunnitelmissa voidaan olettaa sementin tyypiksi N, jota on käytetty myös kuvissa 3.2–3.5.

3.1.4.1 Kutistuma ja aikariippuvuus

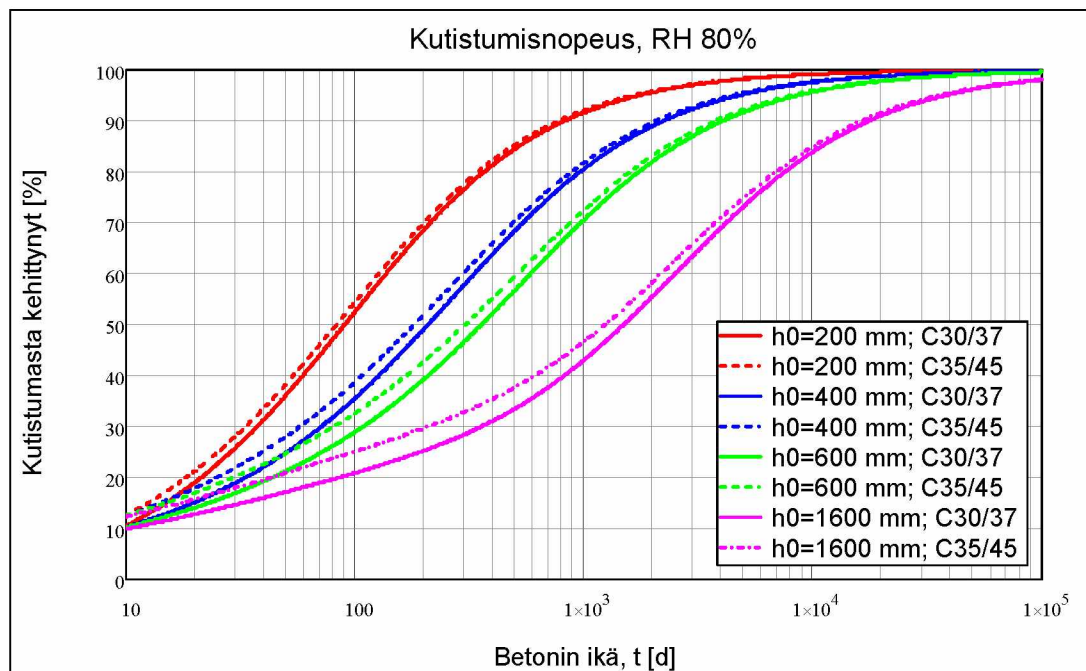
Kokonaiskutistuma ajanhetkellä $t=\infty$ voidaan lukea kuvasta 3.2 betonin lujuuden funktiona ja muunnetun paksuuden h_0 vaihdellessa. Loppukutistuman lujuusriippuvuus ei muutu muunnetun paksuuden ylittäessä 500 mm.



Kuva 3.2 Kokonaiskutistuma muunnetun paksuuden arvoilla 200–500 mm, $t=\infty$, $RH=80\%$, sementtityyppi N

Kuivumiskutistuma pienenee lujuuden kasvaessa, mutta toisaalta sisäisen kutistuman merkittävyys kasvaa suurilla lujuuksilla. Tällöin kokonaiskutistuma tyypillisesti kasvaa (paksuilla rakenteilla) lähestyttäessä korkeita betonilujuuksia.

Kuvassa 3.3 on havainnollistettu betonin kutistumisen kehittymistä muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdellessa. Kutakin muunnettua paksuutta vastaava käyrä on esitetty betonilujuuksilla C30/37 ja C35/45. Betonin ikä kuivumiskutistumisen alkaessa (t_s , käytännössä jälkihoitoaika) on kuvassa 7 vuorokautta.

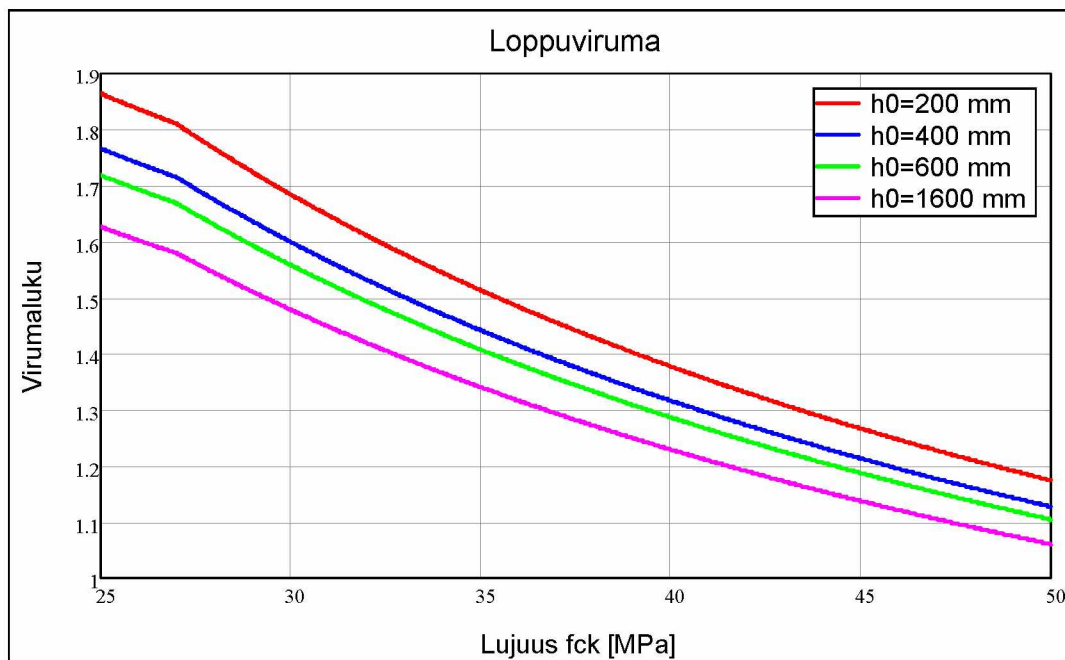


Kuva 3.3 Betonin kutistumisen kehittyminen, RH=80%, sementtityyppi N

Jälkihoidolla voidaan vaikuttaa lyhyen aikavälin ($t < 100$ d) kutistumiin, vaikka parametrin t_s arvolla ei ole merkitystä lopputilanteen kokonaiskutistumaan. t_s :n vaikutusta on havainnollistettu liitteen 1 kuvassa 1. Lyhyen aikavälin kutistumalla on merkitystä esimerkiksi tilanteissa, joissa betonia valetaan kovettunutta betonia vasten.

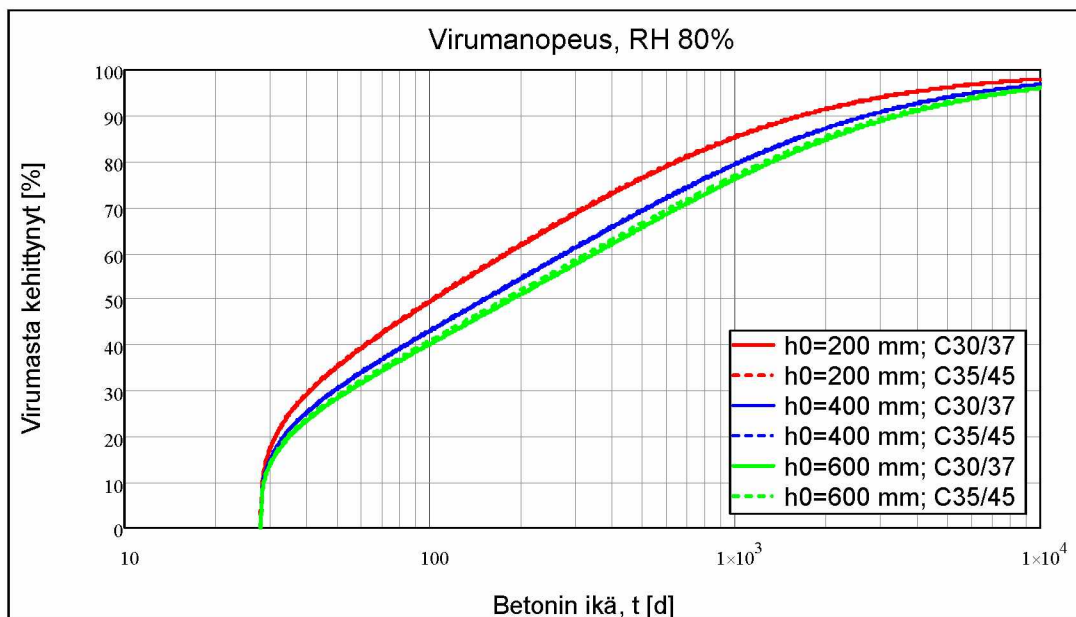
3.1.4.2 Viruma ja aikariippuvuus

Virumaluku ajanhetkellä $t = \infty$ saadaan kuvasta 3.4 lujuuden funktiona eri muunnetuille paksuuksille. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on $t_0 = 28$ d.



Kuva 3.4 Virumaluku muunnetun paksuuden arvoilla 200-1600 mm, $t = \infty$, $RH=80\%$, sementtityyppi N

Kuvassa 3.5 on esitetty betonin virumisen kehittyminen muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdellessa. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on $t_0=28$ d. Liitteen 1, kuvassa 2, on esitetty miten kuormittamisen alkuaikajankohdan muuttaminen vaikuttaa virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 3.5 Betonin virumisen kehittyminen; $RH=80\%$, sementtityyppi N

Liitteessä 1 on esitetty, kuinka lämpötilan vaikutus virumiseen otetaan huomioon käyttämällä betonin kuormitusajankohdan ikänä lämpötilakorjattua arvoa.

3.1.4.3 Laskentaoletusten toteutuminen

Kuormitusajankohta vaikuttaa viruman ja jälkihoitoaika kutistuman kehittymiseen. Varhaisin sallittu kuormittamisajankohta ja jälkihoitoaika on esitettävä työselityksessä ja laatuvaatimuksissa.

3.1.6 Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot

Materiaalin osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.3. Betonin ominaislujuudet saadaan taulukosta 3.1.

Taulukko 3.3 Betonin osavarmuusluvut

Betonin osavarmuusluvut γ_c	
Toteutusluokka 3	1,35
Toteutusluokka 2	1,5
Onnettomuustilanne	1,2
Palotilanne	1,0

Puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd} määritellään kaavalla 3.4

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

missä

f_{ck} on betonin lieriölujuus

γ_c on betonin osavarmuusluku

Vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} määritellään kaavalla 3.5

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

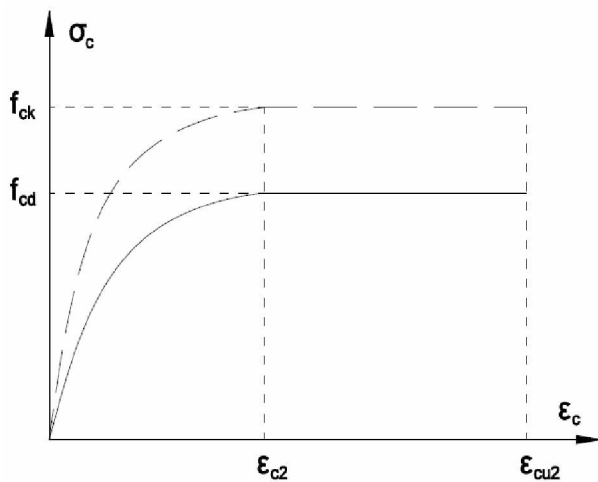
missä

$f_{ctk,0,05}$ on betonin vetolujuus (5 % fraktiili)

γ_c on betonin osavarmuusluku

3.1.7 Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys-muodonmuutosyhteydet

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion voidaan otaksua olevan poikkileikkauksia mitoitettaessa kuvan 3.6 mukainen.



Kuva 3.6 Puristetun betonin paraabeli-suorakaide -kuvio.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.6)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

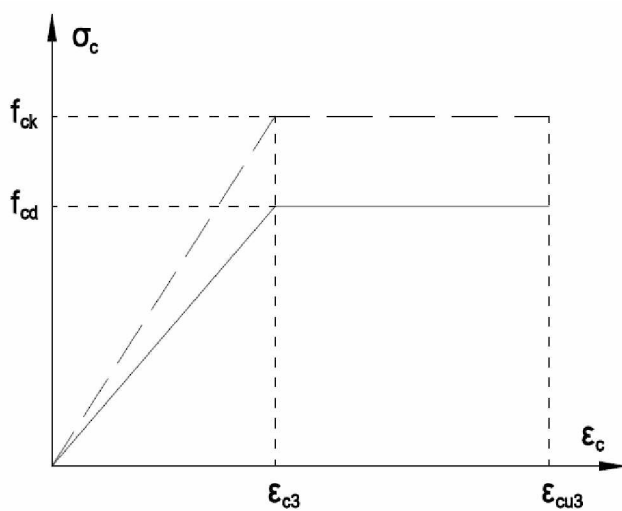
missä

n on taulukon 3.1 mukainen eksponentti

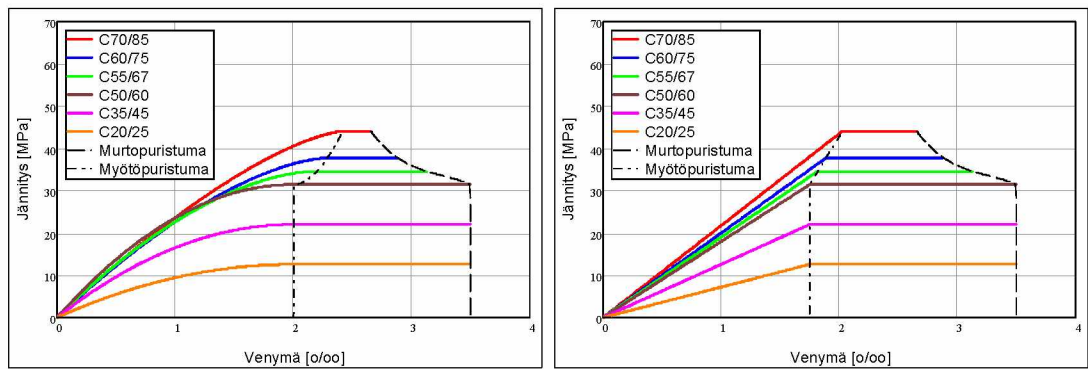
ε_{c2} on taulukon 3.1 mukainen muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamiskohdassa

ε_{cu2} on taulukon 3.1 mukainen murtopuristuma

Kuvassa 3.7. esitettyä bi-lineaarista mallia voidaan käyttää suunnittelussa (puristuman arvot ε_{c3} ja ε_{cu3} saadaan taulukosta 3.1.)



Kuva 3.7 Bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys



Kuva 3.8 Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys (myötö- ja murtopuristuman (ε_c , ε_{cu}) on esitetty taulukoissa 3.1 ja 3.2.)

Murtorajatilan jännitysresultanttia laskettaessa betonin puristusjännitysten jakautumiskuvio voidaan korvata kuvan 3.9 mukaisella suorakaiteella. Tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin λ ja tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin η saadaan kaavoista:

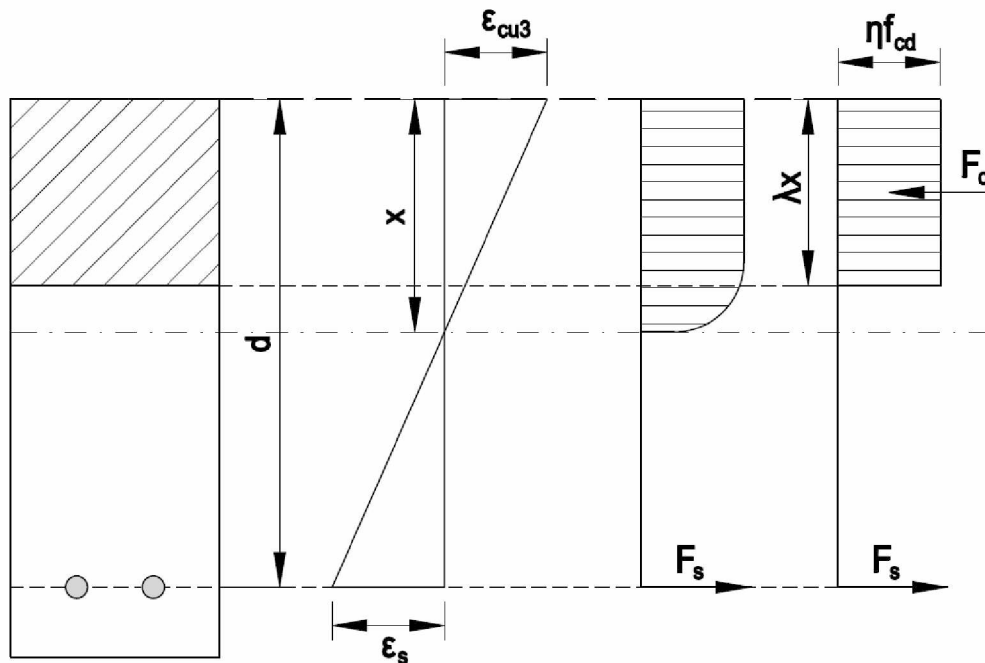
$$\lambda = 0,8, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

ja

$$\eta = 1,0, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$



Kuva 3.9 Suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma

3.2 Betoniteräs

3.2.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoituksena käytetään yleensä standardin EN 10080 mukaisia teräksiä. Kun käytetään muita kuin standardin EN 10080 mukaisia teräksiä, ominaisuudet tulee osoittaa standardin EN 1992-1-1 kohtien 3.2.2...3.2.6 ja liitteen C vaatimukset täyttäväksi.

3.2.2 Ominaisuudet

Standardissa EN 1992-1-1 ja tässä ohjeessa olevat mitoitus- ja yksityiskohtien suunnittelua koskevat soveltamissäännöt ovat voimassa betoniteräksille joiden myötölujuus on $f_{yk} = 400 \dots 700$ MPa. Myötölujuuden arvona käytetään standardien mukaista ylemmää myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä.

Sillansuunnittelussa voidaan käyttää seuraavia betoniteräksiä (on kuitenkin otettava huomioon mahdolliset sitkeysluokan B käytölle asetetut vaatimukset):

- SFS 1215 A500HW (Sitkeysluokka B)
- SFS 1268 B500B (Sitkeysluokka B)
- SFS 1269 B500C1 (Sitkeysluokka C)

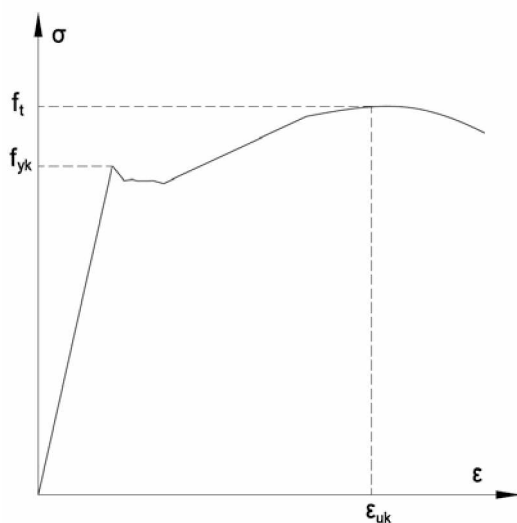
3.2.4 Sitkeysominaisuudet

Betoniteräksellä tulee olla riittävä sitkeys, joka määritetään vetolujuuden ja myötörajan välisen suhteen $(f_t/f_y)_k$ sekä murtovenymän ε_{uk} arvoina (ks. kuva 3.10). Betoniteräkset jaotellaan standardissa EN 1992-1-1 kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C, joista sitkein on luokka C. Silloissa käytettävien betoniterästen tulee kuulua joko sitkeysluokkaan B tai C. Taulukossa 3.4 on esitetty sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset.

Taulukko 3.4 Betoniterästen sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset

Sitkeysluokka	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} (MPa)	400...700		
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Kuva 3.10 esittää kuumavalssatun teräksen jännitys-venymäkuvaajaa.



Kuva 3.10 Kuumavalssatun betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja

3.2.5 Hitsaus

Hitsausliitokset tulee toteuttaa standardin EN ISO 17660 vaatimukset täyttävästi.

Väsytskuormitetun hitsiliitoksen raudoituksen väsytskestävyys on osoitettava. Väsytskuormitetuissa rakenteissa olevissa vedetyissä raudoituksissa ei sallita raudoituksen jatkamista hitsaamalla.

3.2.7 Mitoitusoletukset

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät betoniteräksen mitoitusarvot saadaan teräksen ominaislujuuksien sekä taulukossa 3.5 esitettyjen osavarmuuslukujen avulla.

Taulukko 3.5 Betoniteräksen osavarmuusluvut

Betoniteräksen osavarmuusluvut γ_s	
Toteutusluokka 3	1,1
Toteutusluokka 2	1,15
Onnettomuustilanne	1,0
Palotilanne	1,0

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} määritellään kaavalla 3.9.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.9)$$

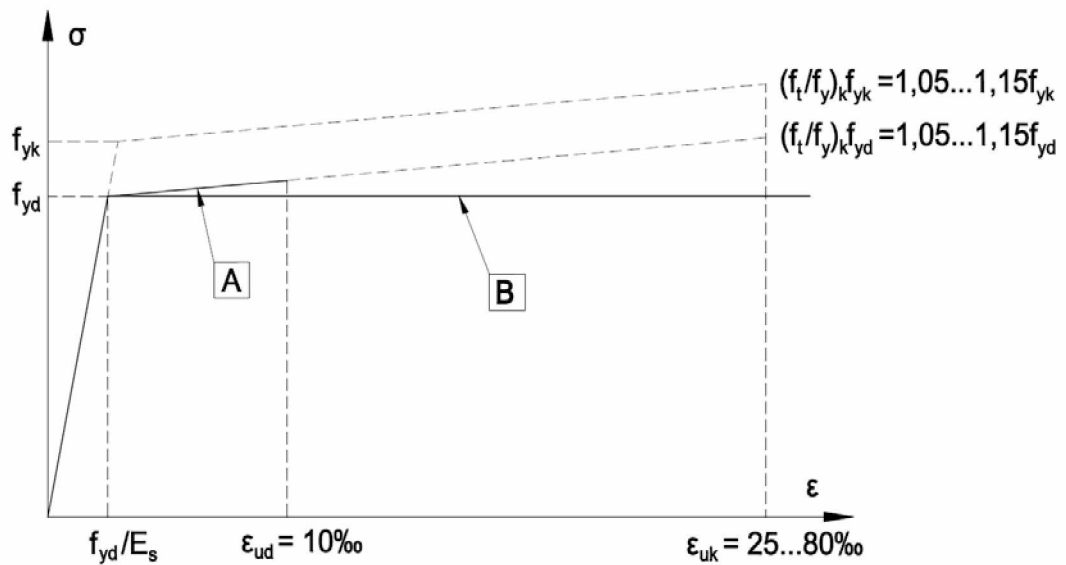
missä

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuus
 γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehtoista:

- A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\varepsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$ saakka.
- B) Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon $\varepsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$.



Kuva 3.11 Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat yleisesti.

Betoniteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi oletetaan 7850 kg/m^3 ja kimmomoduliksi $E_s = 200 \text{ GPa}$.

3.3 Jänneteräs

3.3.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoitus voidaan muodostaa käyttämällä standardin EN 10138 tai varmennetun käyttöselosteen mukaisia jänneteräksiä. Betonirakenteissa jänneteräksinä voidaan käyttää lankoja, tankoja ja punoksia. Sekundäärisissä rakenteissa voidaan tartunnattomien jänteiden käyttö sallia hankekohtaisesti.

3.3.2 Ominaisuudet

Jänneteräksille esitetään vetolujuus f_{pk} , 0,1-raja $f_{p0,1k}$ sekä murtovenymä ϵ_{uk} . Jänneteräspunosten standardin prEN 10138 mukaisia ominaisuuksia on esitetty taulukossa 3.6

Taulukko 3.6 Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat (D_n), nimellispoikkipinta-alat (A_p), lujuusluokat ($f_{p0,1k}/f_{pk}$) ja kimmomoduuli (E_p) prEN10138 mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	D _n mm	A _p mm ²	Lujuusluokka f _{p0,1k} /f _{pk} N/mm ²	E _p N/mm ²
Y1770S7	9,3	52,0	1560/1770	195 000
	12,5	93,0		
	15,2	139		
Y1860S7	9,6	55,0	1640/1860	
	12,9	100		
	15,7	150		

Jänneteräksset luokitellaan kolmeen relaksaatioluokkaan. Taulukossa 3.7 on esitetty kunkin relaksaatioluokan kuvaus sekä jänneteräksen relaksaatiohäviöiden mitoituslaskelmien perustana käytetty arvo ρ_{1000} , joka osoittaa jännittämisen jälkeen 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä (%) lämpötilan ollessa 20 °C. Sillan-suunnittelussa voidaan olettaa käytettävien lankojen ja punosten kuuluvat relaksaatioluokkaan 2, ellei muuta tietoa ole saatavilla.

Taulukko 3.7 Jänneterästen relaksaatioluokat

Relaksaatioluokka	Kuvaus	ρ_{1000}
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Suunnittelussa käytettävä relaksaatiohäviön voidaan olettaa olevan $3 \cdot \rho_{1000}$, mikäli tarkempaa tietoa ei ole saatavilla. Relaksaatiohäviö voidaan esittää myös valmistajien koetodistuksessa.

3.3.4 Sitkeysominaisuudet

Jänneteräksillä tulee olla riittävä sitkeys standardin EN 10138 mukaan. Jänneteräksillä voidaan katsoa olevan riittävä vetositkeys, jos $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$

3.3.6 Mitoitusoletukset

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät jänneteräksen mitoitusarvot saadaan jänneteräksen 0,1-rajan sekä taulukossa 3.8 esitettyjen jänneteräksen osavarmuuslukujen avulla.

Taulukko 3.8 Jänneteräksen osavarmuusluvut

Jänneteräksen osavarmuusluvut γ_s	
Toteutusluokka 3	1,1
Toteutusluokka 2	1,15
Onnettomuustilanne	1,0
Palotilanne	1,0

Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo f_{pd} määritellään kaavalla 3.10.

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (3.10)$$

missä

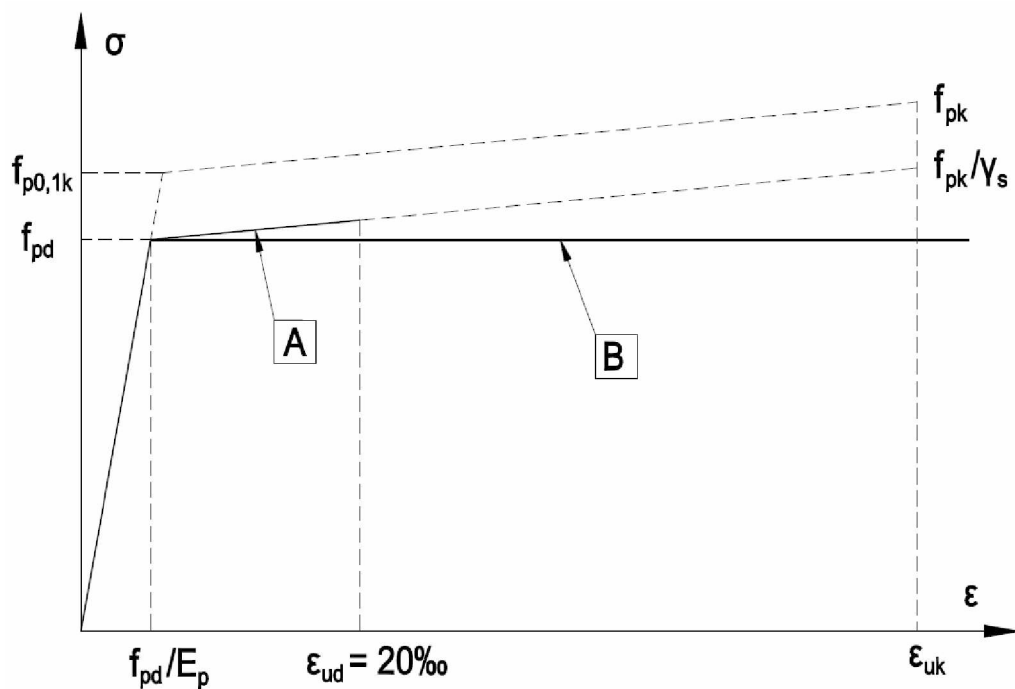
$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja

γ_s on jänneteräksen osavarmuusluku ks. taulukko 3.8

Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

- A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\varepsilon_{ud} = 20\text{‰}$ saakka
- B) Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon $\varepsilon_{ud} = 20\text{‰}$.



Kuva 3.12 Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat.

Jänneteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi oletetaan 7850 kg/m^3 . Ellei käyttöselosteessa ole toisin määritetty, voidaan lankojen ja tankojen kimmomoduulin arvoksi olettaa $E_p = 205 \text{ GPa}$ ja punosten kimmomoduulin arvoksi $E_p = 195 \text{ GPa}$.

4 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

4.1 Yleistä

Betonirakenteiden rasitusluokkaryhmä, lujuusluokka, pakkasenkestävyysvaatimus ja betonipeitteen nimellisarvo määritetään taulukoiden 4.1, 4.2 ja 4.3 vähimmäisvaatimuksien mukaan. Taulukoissa on asetettu vaatimuksia myös betonipintojen suojaustarpeelle. Suojaukset tehdään ko. suojauksen laatuvaatimuksien mukaan.

Betonipeitevaatimukset koskevat myös työraudoitusta.

Sillan betonirakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3, poikkeuksena peruslaatat, jotka voivat kuulua toteutusluokkaan 2. Vedenalaisen valun yhteydessä peruslaatat ovat toteutusluokan 3 rakenteita.

Sulfaatinkestävää betonia käytetään tarvittaessa standardin EN 206-1 kansallisen soveltamisohjeiden mukaisesti. Sulfaattirasituksen alaisille rakenneosille on suunnitelmassa esitettävä rasitusluokkaryhmän lisäksi XA-rasitusluokka.

Ruostumattomat betoniterästangot ja betonipeitepaksuudet niiden yhteydessä ovat julkaisujen ”Siltojen reunapalkkien kuoret” ja ”Siltapilareiden kuoret” mukaisia.

4.2 Ympäristöolosuhteet

Samassa kohteessa ja samassa rakenneosassa tulee välttää tarpeettoman monen betonilaadun käyttämistä. Kullekin rakenneosalle määritettävä rasitusluokkaryhmä R valitaan tiukemmaksi eri pinnoista saatavien rasitusluokkaryhmien mukaan.

Eurokoodin sovellusohje

Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (5.11.2010)

Taulukko 4.1 Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: päällysrakenne ja reunapalkit

Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Rasitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä	Betonipintojen suojaus
				Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nimellisarvo [mm]	Raudotustyyppi 1)		
Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen vedeneristeen alla olevat pinnat sekä muut ei suolasumurasitetut pinnat 2)	Ro20	R1	XC3, XC4, XF2	C30/37	P30	40	tr	100	
						50	jr		
		R2	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
		R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen suolasumurasitetut pinnat 2)	Ro21	R1	XC3, XC4, XF2, XD1	C30/37	P30	45	tr	100	(3)
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XF2, XD1	C30/37	P20	40	tr	100	(3)
						50	jr		
		R3	XC3, XC4, XS1, XD1, XF2	C30/37	P30	40	tr	100	(3)
						50	jr		
Päällysrakenteen ja maatumien reunapalkit	Ro22	R1	XC4, XD3, XF4	C35/45	P50	45	tr	50	(4)
						55	jr		
		R2	XC4, XD2, XF4	C30/37	P50	40	tr	50	(4)
						50	jr		
		R3	XC4, XS1, XD3, XF2	C35/45	P30	45	tr	50	(4)
						55	jr		
		R4	XC4, XF2	C30/37	P30	40	tr	70	
						50	jr		
Siirtymälaatat	Ro23	R1 R2	XC2, XD1, XF4	C30/37	P50	40 (5)	tr	50	
						50	jr		
		R3	XC2, XD1, XF2	C30/37	P30	40 (5)	tr	50	
						55	jr		
		R4	XC2, XF2	C30/37	P30	40 (5)	tr	70	
						50	jr		

1) jr = jänneraudoite, tr = tavanomainen raudoite

2) Suolasumun oletetaan vaikuttavan kuuden metrin etäisyydelle sillan alittavan suolattavan tien reunasta. Päällysrakenteella palkkien ja kansilaatan liikenteen tulosuunnan puoleisen ulkokyljen pysty- ja vinopinnat (kaltevuus > 1:3). Meren suolasumurasitus vaikuttaa kaikkiin ulkoilman kanssa kosketuksissa oleviin pintoihin.

3) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Betonin lujuusluokan ollessa vähintään C55/67 ja P-luvun ollessa vähintään P50 ei rakennetta tarvitse suojata.

4) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Julkaisun Siltojen reunapalkkien kuoret [12] mukaisien reunapalkkien pintoja ei tarvitse suojata. Tällöin sisäosalle käytetään ei suolasumurasitetun päällysrakenteen rasitusluokkaryhmän R4 mukaisia arvoja. Kuorirakenteen rasitusluokat Ro22 mukaan.

5) Mikäli sillan siirtymälaatta valetaan maata vasten, on betonipeitteen nimellisarvon oltava vähintään 50 mm, mikä on myös suurin siirtymälaatan betonipeitteen nimellisarvovaatimus.

Rasitusluokkaryhmä R1: Päällysrakenteen kansirakenne, maatumet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat valta- tai kantatiellä tai muulla tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa säännöllisesti (KVL > 1500, esim. kaupunkien sääntulotiet, talvihoidoluokka Is tai I) sekä betoniraken-

teet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.

Rasitusluokkaryhmä R2: Päällysrakenteen kansirakenne, maatuet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa ($KVL > 350$, talvihoitoluokka Ib tai TIb) sekä betonirakenteet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.

Rasitusluokkaryhmä R3: Siltarakenteet meren rannalla.

Rasitusluokkaryhmä R4: Siltarakenne ei kuulu mihinkään muuhun ryhmään.

Eurokoodin sovellusohje

Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (5.11.2010)

Taulukko 4.2 Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: alusrakenne

Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Rasitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä	Betonipintojen suojaus
				Lujuusluokka 6)	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] 6) (vähimmäisarvo)	Raudoitustyyppi 1)		
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m alas	Ro01	R4	XC2	C25/30	-	40	tr	100	
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m ylös	Ro02	R4	XC2, XF2	C25/30	P20	40	tr	100	
Peruslaatta yleensä	Ro03	R4	XC2	C25/30	-	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta vedessä	Ro04	R4	XC2	C30/37	-	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta meressä	Ro05	R4	XC2, XS2	C30/37	-	60/100 (40) (7)	tr	100	
Rengaskehän peruslaatta	Ro06	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P50	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R2	XC2, XD1, XF4	C30/37	P30	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R4	XC2, XF2	C25/30	P20	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen ulottuma-alueella 2)	Ro07	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P50	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R2	XC2, XD1, XF2	C30/37	P30	50/100 (35) (7)	tr	100	
Maa- ja välituet yleensä 2)	Ro10	R1	XC3, XC4, XF2	C30/37	P30	45	tr	100	
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
		R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
Suolasumurasitetut maa- ja välituet 2)	Ro11	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P50	45	tr	100	(3)
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P30	40	tr	100	(3)
						50	jr		
		R3	XC3, XC4, XS1, XF2	C30/37	P30	40	tr	100	
						50	jr		
Maatukien ja päällysrakenteen siipimuurit ja siirtymälaattojen yläpuoliset osat (ulkopinta maatukien mukaan)	Ro12	R1	XC3, XC4, XD2, XF2	C30/37	P30	45	tr	100	(4)
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro13	R4	XC2	C30/37	-	50	tr	100	
						60	jr		
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m ylöspäin	Ro14	R4	XC3, XC4, XF4	C35/45	P50	50	tr	100	(5)
						60	jr		
Tukirakenteet meressä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro15	R4	XC2, XS2	C30/37	-	60	tr	100	
						70	jr		
Tukirakenteet meressä NW - 1 m ylöspäin	Ro16	R4	XC4, XS3, XF4	C35/45	P70	60	tr	100	(5)
						70	jr		

1-2) Ks. taulukko 4.1.

- 3) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Suojauksena voidaan käyttää myös julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisia kuorirakenteita. Betoni- sen kuorirakenteen rasitusluokat Ro11 mukaan.
- 4) Suunnittelukäyttöikä edellyttää maata vasten olevien kloridirasitettujen pintojen suojausta.

-
- 5) Suunnittelukäyttöikä edellyttää julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisen tai muun vastaavan suojaverhouksen käyttöä vähintään tasolle HW + 1 m ja meressä tasolle HW + 2 m. Avomerirakenteissa ulottuma arvioitava tapauskohtaisesti. Betonisen kuorirakenteen P-lukuvaatimus on P70. Rasitusluokat Ro14/16 mukaan. Käytettäessä Ro14:ssa betonia P70 tai lisäämällä betonipeitettä 50 mm, voidaan suojaverhouksesta luopua. Käytettäessä Ro16:ssa betonia C40/50, P50 ja lisäämällä betonipeitettä 50 mm, voidaan suojaverhouksesta luopua.
 - 6) Betonipeitteen nimellisarvo vedenalaisessa valussa on 150 mm. Vaadittaessa huuhtoutumisen estävän lisäaineen käyttöä betonin suhteutuksessa, voidaan teräsputken sisävalussa käyttää 50 mm:ä betonipeitteen nimellisarvona. Betonin lujuusluokaksi valitaan vedenalaisessa valussa 5 MPa suunnittelulujuutta suurempi arvo.
 - 7) Muottia vastaan valettu tai laatan yläpinta / maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalaskennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo tavanomaiselle raudoitteelle. Todellisenä betonipeitteenä halkeamalaskennassa ei käytetä suurempaa arvoa kuin 50 mm.

Taulukko 4.3 Tieympäristön betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset eri rasitusluokkaryhmissä. Taulukko ei sisällä valaisinpylväiden, opastustaulujen ja liikennemerkkien jalustojen laatuvaatimuksia.

Rakenneosa	Rakenneosan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Rasitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä
				Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (vähimmäisarvo)	Raudoitustyyppi (1)	
Paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat yleensä (4)	Ro30	R4	XC2	C25/30 (7)	-	50/100 (25) (3) 50/100 (35) (3)	tr jr	100
Suolasumurasitetut (2 paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat (4)	Ro31	R1 R2	XC2, XD1	C30/37	-	50/100 (35) (3) 55/100 (45) (3)	tr jr	100
Tieympäristön varusteet (5 yleensä)	Ro40	R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P25	35 (6) 45 (6)	tr jr	50
Suolasumurasitetut (2 tieympäristön varusteet (5)	Ro41	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P40	50 (6) 60 (6)	tr jr	50
		R2	XC3, XC4, XD2, XF2	C30/37	P25	45 (6) 55 (6)	tr jr	50
		R3	XC3, XC4, XS1, XF2	C30/37	P25	40 (6) 50 (6)	tr jr	50
Tieympäristön varusteiden (5 peruslaatat yleensä)	Ro50	R4	XC2	C25/30	-	30/80 (20) (3)	tr	50
Tieympäristön varusteiden (5 peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen ulotuma-alueella (2)	Ro51	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P40	40/90 (30) (3)	tr	50
		R2	XC2, XD1, XF2	C30/37	P25	40/90 (30) (3)	tr	50
Tieympäristön varusteiden (5 sokkelit ja pilariperustukset yleensä)	Ro52	R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P25	35 (6) 45 (6)	tr jr	50
Suolasumurasitetut (2 tieympäristön varusteiden (5 sokkelit ja pilariperustukset)	Ro53	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P40	50 (6) 60 (6)	tr jr	50
		R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P25	40 (6) 50 (6)	tr jr	50
		R3	XC3, XC4, XS1, XF2	C30/37	P25	40 (6) 50 (6)	tr jr	50

- 1) jr = jänneraudoite, tr = tavanomainen raudoite
- 2) Suolasumurasituksen oletetaan vaikuttavan kuuden metrin etäisyydelle suolattavan tien reunasta. Se vaikuttaa myös tien sekä pientareen ja sivuluiskien alla oleviin rakenteisiin. Meren suolasumurasitus vaikuttaa kaikkiin ulkoilman kanssa kosketuksissa oleviin pintoihin.
- 3) Muottia vastaan paikalla valettu tai laatan yläpinta / maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalaskennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo tavanomaiselle raudoitteelle.
- 4) Annettuja arvoja voidaan käyttää kun rakenteen päällä olevan penkereen korkeus on vähintään 1,5 m. Sitä pienemmillä pengerkorkeuden arvoilla, on rakenteet suunniteltava siltarakenteena.
- 5) Meluesteet, kaiteet, tukimuurit, aidat ym.

- 6) Nimellisarvovaatimusta voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonipeitteen sallittu mitta-poikkeaman arvo, joka on tällöin myös esitettävä suunnitelmassa, on 5 mm
- 7) Vähintään C30/37 mikäli betonipeitteen nimellisarvo on alle 50 mm.

4.3 Säilyvyysvaatimukset

Betonipintojen suojaus suunnittelukäyttöään saavuttamiseksi kloridirasitusta vastaan voidaan tehdä joillakin seuraavista tavoista:

- Maanvastaisten kloridirasitettujen pintojen kosteuseristyksellä InfraRYL 2006 kohdan 42131 mukaisesti.
- Käyttäen muottikangasta InfraRYL 2006 seuraavien kohtien mukaisesti:
 - 42020.1.11
 - 42020.3.2.2.2
 - 42020.3.4.6.5
- Kloridirasitettujen pintojen suoja-ainekäsittelyllä InfraRYL 2006 kohtien sekä niissä viitattujen SILKO-ohjeiden mukaisesti:
 - 42500
 - 42020.3.4.6.5

Tarkempia suunnitteluohjeita on annettu julkaisuissa ”Siltojen betonirakenteiden pinnat, Suunnittelu” ja ”Siltojen betonirakenteiden pinnat”, ”Siltakohtaisten laatuvaatimusten ja työtapaehtotusten mallit”.

Betonin vähimmäislujuusluokka ja vastaavat vähimmäissementtimäärät aggressiivisissa kemiallisissa ympäristöissä ovat:

	XA1	XA2	XA3
Väh. lujuusluokka	C30/37	C35/45	C40/50
Väh. sementtimäärä [kg/m ³]	300	320	330

4.4 Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät

4.4.1 Betonipeite

4.4.1.1 Yleistä

Betonipeitteille ja toleransseille käytetään seuraavia nimityksiä:

- $c_{min,dur}$ = ympäristöolosuhteiden ja käyttöään vaatima vähimmäisarvo
- Δc_{dev} = raudoituksen sijaintitoleranssi, ks. kohta 4.4.1.3
- c_{nom} = $c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$ = betonipeitteen nimellisarvo, ks. taulukot 4.1, 4.2 ja 4.3
- c_{true} = lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen halkeamaleveydestä tarkastelussa käytettävä betonipeite
- c = $\min(c_{true}, 1.4 \cdot c_{min,dur})$ = halkeamaleveyslaskennassa kaavassa 7.1. käytettävä betonipeite

Esim. pääkannattimen alapinta tr Ro20, R1 [mm]:

$$\Delta C_{dev} = 5, C_{nom} = 40, C_{min,dur} = 40 - 5 = 35, C_{true} = 40 + 12$$

$$c = \min(52, 1.4 \cdot 35) = \min(52, 49) = 49, \text{ jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella } c / C_{min,dur} = 1.4$$

Esim. anturan alapinta Ro07, R1 [mm]:

$$C_{min,dur} = 35 \text{ (taulukko 4.2, viite 7), } C_{true} = 50 \text{ (taulukko 4.2, viite 7)}$$

$$c = \min(50, 1.4 \cdot 35) = \min(50, 49) = 49, \text{ jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella } c / C_{min,dur} = 1.4$$

Esim. maatuki tr Ro10, R1 [mm]:

$$\Delta C_{dev} = 5, C_{nom} = 45, C_{min,dur} = 45 - 5 = 40, C_{true} = 45$$

$$c = \min(45, 1.4 \cdot 40) = \min(45, 56) = 45, \text{ jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella } c / C_{min,dur} = 1.125$$

4.4.1.3 Suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama

Betonipeitteen sallitun mittapoikkeaman arvo silloille ja tunnelirakenteille on 5 mm. Paikalla valetuille peruslaatoille, paaluhatuille, paalulaatoille, tieympäristön rakenteiden peruslaatoille sekä muille niihin rinnastettaville rakenteille käytetään seuraavia arvoja

- 10 mm, muottia vasten valetut pinnat ja laatan yläpinta
- 25 mm, maata tai kalliota vasten betonoitava pinta

5 Rakenneanalyysi

5.1 Yleistä

5.2 Mittaepätarkkuudet

5.3 Rakenteen mallintaminen

Rakenteen toimintaa kuvattaessa ei käytetä plastisuusteoriaa.

Toimiva leveys saadaan kaavalla:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

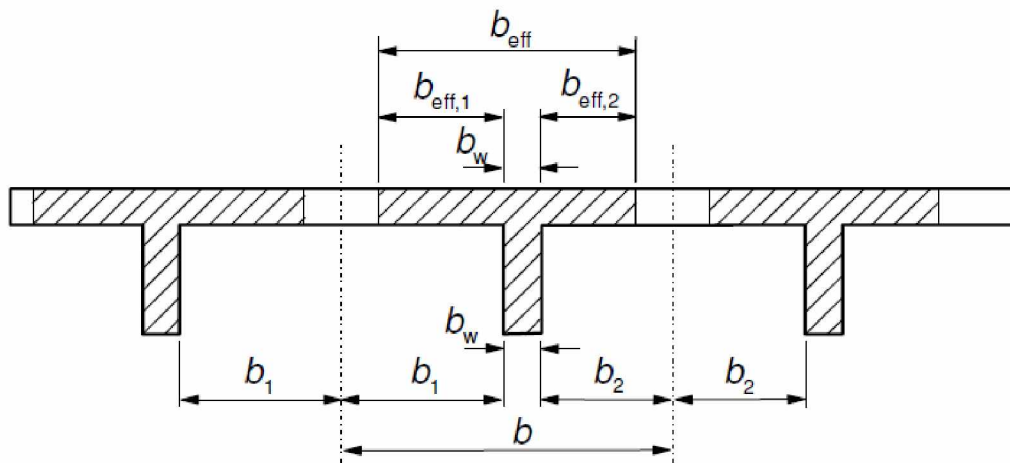
$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq b_i$$

missä

b_w on palkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella

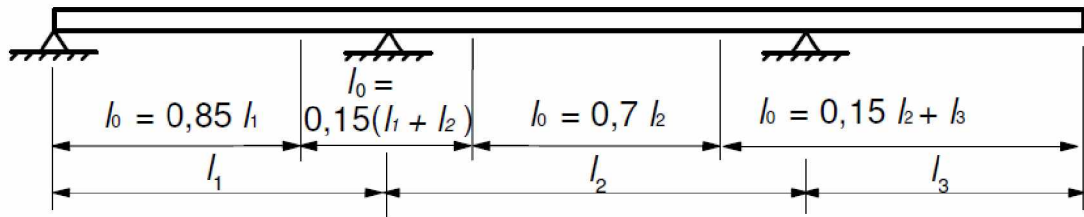
b_i on laipan todellinen leveys

$b_{eff,i}$ on laipan toimiva leveys



Kuva 5.1 Laipan toimivan leveyden merkinnät.

Toimiva leveys on riippuvainen momentin nollakohtien välisestä mitasta l_0 , jolle voidaan käyttää kuvan 5.2 mukaisia arvioita.



Kuva 5.2 Momentin nollakohtien väli toimivan leveyden määrittämisessä

Käytettäessä kuvan 5.2 mukaisia arvoja ulokkeen pituuden l_3 tulee olla korkeintaan puolet viereisen jänteen mitasta ja vierekkäisten jännemittojen suhteen on oltava välillä $2/3 \dots 1,5$.

Tukimomentin pyöristyksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{Ft}{8} \quad (5.2)$$

missä

F on tukireaktion suuruus kyseisellä kuormitustapauksella

t on tukipinnan leveys tarkasteltavassa suunnassa

Jos tukipinta on pyöreä, tukimomentin pyöristyksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{FD}{3\pi} \quad (5.3)$$

missä

D on tukipinnan halkaisija

Tukipintana käytetään rakenteen pinnassa olevaa tukialuetta (esim. laakerilevyn koko).

Tukimomentin pyöristys on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat

- Tarkasteltava rakenne on jatkuva kyseisen tuen yli
- Rakennepuolueissa käytetään pistemäisiä tukia ja rakennemallin jännemitat ovat tuen keskeltä keskelle
- Tuki ei estä kiertymää tarkasteltavassa suunnassa (nivel)

Monoliittisesti kiinnitettyjen pilareiden yhteydessä ei tukimomentin pyöristystä sallita.

Laattasiltojen tukialueilla laatan pituussuunnan mitoitusmomenttina voidaan käyttää leveydelle b tasan jakautunutta taivutusmomenttia. Tasan jakautuneen momentin resultantin on oltava vastaava kuin rakennemallin kimmoteoreettisen momentin resultantti leveydelle b . Leveys b ei saa ylittää mitta $L_y/3$, missä L_y on pilarijako sillan poikittaisessa suunnassa. Lisäksi leveyden b on oltava seuraavissa rajoissa:

$$b = \max\{D + d; 2d\} \leq \frac{L_y}{3} \quad (5.4)$$

missä

D on tukipinnan halkaisija
 d on laatan tehollinen korkeus

Tukimomentin pyöristystä ei käytetä yhdessä edellisen kaavan kanssa.

Laattarakenteissa terästen mitoitusmomenteissa tulee huomioida vääntömomentin M_{xy} vaikutukset yleisesti hyväksytyillä menetelmillä.

5.4 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi

Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa voidaan pääsysteemi otaksua halkeilemattomaksi.

Pääkannattimen halkeilemattoman rakenneosan vääntöjäykkyys on

$$GI_v = \frac{0,3E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} I_v \quad (5.5)$$

Kun rakenneosa on taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,1E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.6)$$

Kun rakenneosa on vääntö- ja taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,05E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.7)$$

Laattapalkkisillan arinamallin muodostamisessa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa käytetään pääsysteemillä halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyyden arvoja. Kansilaatan kiinnitysastetta ja voimasuureita laskettaessa otaksutaan pääkannattimien vääntöjäykkyydeksi kuitenkin vain puolet halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyydestä.
- Poikittaisten laattakaistojen pituudeksi otaksutaan pääkannattimien keskiöväli. Laattakaistan jäykkyyсарvoja laskettaessa otetaan huomioon jäykkyyden muutos koko tällä välillä.
- Jos laatta on poikkisuunnassa teräsbetonirakenne, otaksutaan se halkeilleeksi ja sen jäykkyydeksi 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. Laatan voimasuureita määritettäessä oletetaan laatta kuitenkin halkeilemattomaksi.
- Jos laatta on poikkisuuntaan jännitetty, käytetään laskennassa halkeilemattoman poikkileikkauksen arvoja.

Reunapalkit eivät ole mukana laattapalkkisillan poikkileikkaussuureissa. Kannen reuna-
naulokkeen laskennassa niiden reunaa jäykistävä vaikutus voidaan kuitenkin ottaa
huomioon.

5.5 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen

Suurin sallittu poikkeama kimmoteorian mukaisista taivutusmomenteista on

$$(0,56 - 1,25x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

$$(0,46 - (0,75 + 0,00175 / \varepsilon_{cu2})x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Tämä momentin siirto on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- Vierekkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2
- Rakenteeseen kohdistuu ensisijaisesti taivutuskuormitus
- Silta ei ole merkittävästi kaareva, eikä vino

Käytettäessä momenttien uudelleen jakautumista tulee sen vaikutus ottaa huomioon
kaikissa mitoittamiseen liittyvissä seikoissa.

Momentin siirtoa ei sallita käyttörajatilatarkasteluissa eikä väsymismitoituksessa.

Jännitetyssä rakenteessa jännevoiman aiheuttamat pakkovoimat otetaan huomioon
pysyvänä kuormana kuormitusyhdistelmien mukaan. Jännitetyssä rakenteessa pakko-
voimat jännevoimasta sekä muodonmuutoskuormista, kuten tukien siirtymistä ja
lämpötilakuormista, otetaan huomioon myös murtorajatilatarkasteluissa.

Teräsbetonilaatoissa ja -palkeissa voidaan yleensä otaksua olevan riittävästi muo-
donmuutoskapasiteettia ja pakkovoimat voidaan jättää huomiotta murtorajatilatar-
kasteluissa. Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat,
jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat. Pi-
larirakenteissa pakkovoimat otetaan huomioon murtorajatilatarkasteluissa.

Betoni viruu samanaikaisesti pitkäkestoisten kuormien vaikuttaessa ja betonirakenne
halkeilee, mikä alentaa rasituksia. Taulukossa 5.1 esitettyjen tapausten vaikutuksia
laskettaessa voidaan betonin virumisen samanaikainen vaikutus ottaa huomioon
käyttämällä betonin kimmomoduulille alennettuja arvoja. Rakenteella on kuitenkin
oltava riittävästi muodonmuutoskapasiteettia eikä rakenteen sallitut halkeamalevey-
det ja betonin jännitykset saa ylittyä käyttörajatilassa. Taulukon käytön edellytyksenä
on, että rakennemallissa voimasuureet on laskettu halkeamattomilla ja lineaarisesti
kimmoisilla poikkileikkauksilla.

Taulukko 5.1 Kaavoissa ϕ on päällysrakenteen virumaluku

		Palkit ja laatat		Pilarit
		SLS	ULS	SLS ³ ja ULS
Kutistuma	JB	$E_{cm} / (1+0.5*\phi)$	$E_{cm} / (1+0.5*\phi)$	$E_{cm} / (1+0.5*\phi)$
	TB		(1)	
Tukien siirtymä	JB	$E_{cm} / (1+\phi)$	$E_{cm} / (1+\phi)$	(2)
	TB		$E_{cm} / (1+\phi)$	
Lämpötilan muutos ⁶ ja pintalämpötilaero	JB	(2)	(2)	$E_{cm} / (1+0.5*\phi)$
	TB		(1, (4)	
Jännevoima ml. pakkomo- mentti	JB	(2)		(2)

1) Vaikutukset voidaan vapauttaa mitoituskuormista

2) Vaikutukset täysimääräisinä

3) Ks. Kohta 9.5

4) Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat, jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat.

5) Laskettuna keskilämpötilan muutoksena rakentamishetken lämpötilasta

5.8 Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet

Murtorajatilassa mittaepätarkkuuksista johtuva perusepäkeskisyyys on

$$e_i = \alpha_h \frac{l_0}{400} + \frac{h}{30} \quad (5.9)$$

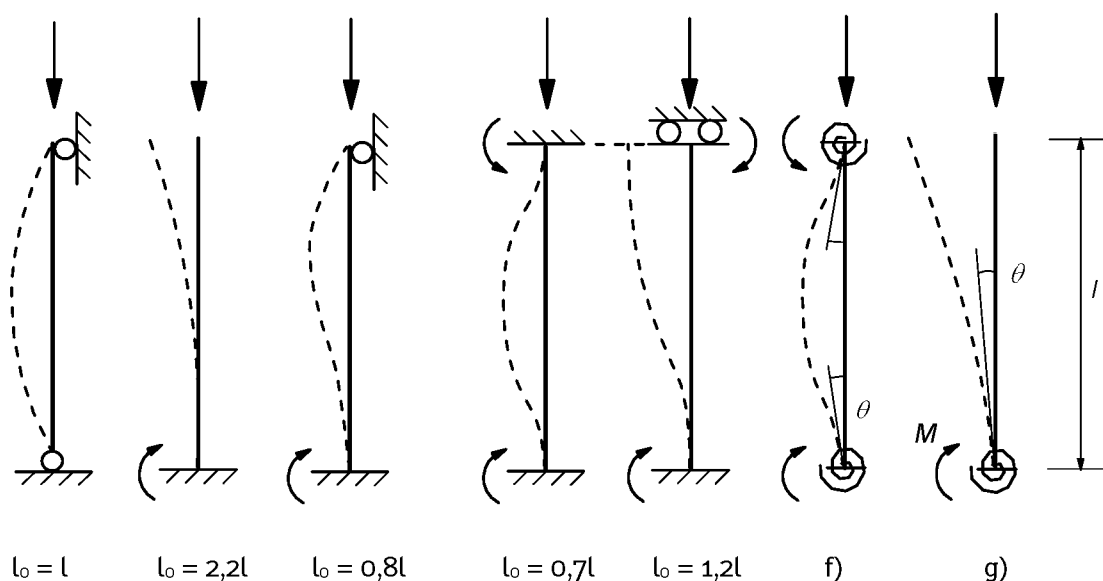
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

missä

h on poikkileikkauksen korkeus. Termille $h/30$ käytetään vähintään arvoa 20 mm

l on rakenneosan pituus

l₀ on rakenneosan nurjahduspituus, joka saadaan alla olevasta kuvasta 5.3



Kuva 5.3 Nurjahduspituudet

Kuvan 5.3 arvot soveltuvat yleisimpiin tapauksiin ja olosuhteisiin. Tapauksien f) ja g) nurjahduspituudet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 5.8.3.2.

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta jos

$$\lambda \leq \lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}} \quad (5.10)$$

missä

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 1,1)$$

$$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

M_{01}, M_{02} ovat ensimmäisen kertaluvun päätemomentit $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}}$$

φ_{ef} on virumaluku kerrottuna ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentin pitkäaikaisosuuden suhteella.

Toisen kertaluvun vaikutusten laskentaan on olemassa useita eri menetelmiä. Yleisesti suositellaan käytettävän momentin suurennusmenetelmää tai nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää.

5.8.1 Momentin suurennusmenetelmä

Ensimmäisen kertaluvun momentista saadaan toisen kertaluvun momentin sisältävä kokonaismomentti kaavalla

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_B} \right)} \quad (5.11)$$

missä

M_{0Ed} on ensimmäinen kertaluvun analyysistä saatu momentti

N_B on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma (SFS-EN 1992-1-1 kohta 5.8.7.2)

Nimellinen jäykkyys saadaan kaavasta

$$EI = K_c E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (5.12)$$

missä

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad [f_{ck}] = \text{MPa}$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \frac{\lambda}{170} \leq 0,2$$

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

I_s on raudituksen jäyhyysmomentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen

5.8.2 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Toisen kertaluvun aiheuttama lisämomentti M_2 on

$$M_2 = N_{Ed} e_2 = N_{Ed} \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{\pi^2} \quad (5.13)$$

missä

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

Jos mitoituksessa hyödynnettävä puristus- tai vetorautoitus on sijoitettu useaan kerrokseen tai pitkin sivupintoja, määritellään d kaavasta:

$$d = (h/2) + i_s$$

,missä i_s on hyödynnettävän raudoituksen jäyhyysäde.

$$K_r = \frac{1 + \omega - \frac{N_{Ed}}{A_c F_{cd}}}{1 + \omega - n_{bal}} \leq 1$$

n_{bal} on normaalivoiman arvo, jolla saavutetaan taivutuskestävyyden maksimiarvo, jaettuna termillä $A_c f_{cd}$. Yleensä voidaan käyttää termille oletusarvoa 0,4.

Kertoimella K_φ otetaan viruman vaikutus huomioon

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef}$$

5.8.3 Vino taivutus

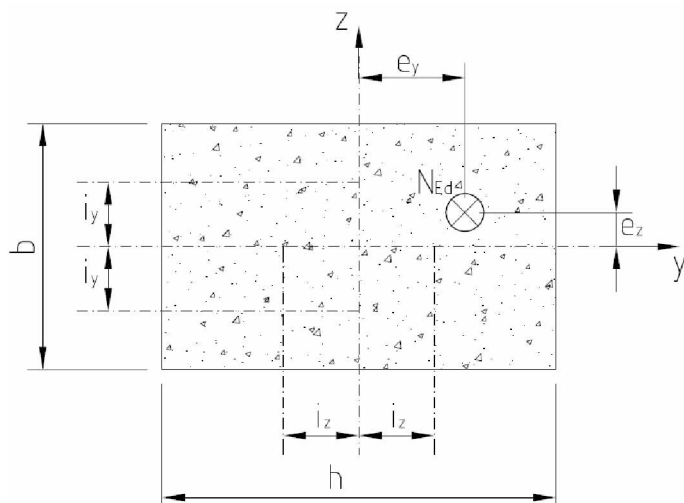
Kestävyyden tarkastus molemmissa pääsuunnissa erikseen on riittävä menettely mikäli seuraavat ehdot toteutuvat

$$\bullet \quad \lambda_y / \lambda_z \leq 2 \text{ ja } \lambda_z / \lambda_y \leq 2$$

$$\min \left\{ \frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}}, \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \right\} \leq 0,2 \quad (5.14)$$

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } b_{eq} = b)$$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } h_{eq} = h)$$



Kuva 5.4 Vinon taivutuksen termien määritelmät.

Vinon taivutuksen tarkistukseen voidaan käyttää seuraavaa mitoitusehto

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.15)$$

missä

M_{Ed} on toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä mitoitusmomentti

M_{Rd} on taivutuskestävyys

a on alla olevan taulukon mukainen eksponentti suorakaidepoikkileikkaukselle:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

välisarvot interpoloidaan lineaarisesti.

Ellipsipoikkileikkauksissa $a=2$

N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo

N_{Rd} on puristuskestävyys $A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

Epätarkkuuksista johtuvat epäkeskisyydet otetaan huomioon vain epäedullisimmassa suunnassa.

5.9 Hoikkien palkkien kiepahdus

Kiepahdus on otettava huomioon etenkin elementtirakenteiden kuljetus- ja asennusvaiheessa. Varmuus kiepahdusta vastaan tulee olla näissä tapauksissa vähintään 2.5. Nostopisteiden korkeusaseman tulee sijaita riittävästi palkin painopisteen yläpuolella. Tarvittaessa palkit tuetaan sivusuunnassa kuljetus- ja asennusvaiheessa.

5.10 Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet

Jänteiden murtumisesta aiheutuvaa rakenneosan haurasmurtumaa tulee välttää. Haurasmurtuma vältetään täyttämällä yksi tai useampi kohdassa 6.1 esitetyistä ehdoista.

Jännittämistyön aikainen hetkellinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.16)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.17)$$

Jännittämistyön jälkeinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.18)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,70f_{pk} \\ 0,80f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.19)$$

Betonin lujuuden edellytetään olevan jännittämishetkellä tai jännevoiman siirtohetkellä vähintään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä määritellyn vähimmäisarvon suuruinen. Jännitetyissä elementeissä suurin sallittu puristusjännitys laukaisun jälkeen on 50% betonin laukaisuhetken puristuslujuudesta $f_{ck}(t)$.

Suurin sallittu betonin puristusjännitys rajoitetaan jännittämistyön aikana pienempään arvoista $0,6f_{ck}(t)$ ja $0,8f_{ck}(28)$. Betonin vetojännitys rajoitetaan laukaisuvaiheessa arvoon $f_{ctm}(t)$.

Betonin puristusjännitys rajoitetaan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä arvoon $0,45f_{ck}(t)$. Betonin lopputilanteen vetojännitysrajoitukset (rasitusluokasta riippuen) on esitetty kappaleessa 7.3.1.

5.10.5 Jännityshäviöt

Jännevoiman jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä.

Välittömiä häviöitä $\Delta P_i(x)$ määritettäessä otetaan huomioon seuraavat vaikutukset:

- betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuva häviö ΔP_{el}
- kitkahäviö $\Delta P_{\mu}(x)$
- ankkuroinnin liukumisesta johtuvat häviöt ΔP_{sl}
- tartuntajännerakenteissa terästen relaksaatio ennen laukaisuhetkeä

5.10.5.1 Betonin välittömästä muodonmuutoksesta johtuvat häviöt

Betonin muodonmuutosta vastaava jännevoiman häviö määritetään siten, että jänneterästen jännittämisjärjestys tulee huomioon otetuksi. Tämä häviö ΔP_{el} voidaan olettaa kunkin jänneteräksen keskimääräiseksi häviöksi seuraavasti:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.20)$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$ on hetkellä t aiheutettu jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä

j on kerroin, jonka arvo on:

- $(n-1)/2n$, missä n on peräkkäin jännitettyjen samanlaisten jänneterästen lukumäärä. Likimääräistykseenä kertoimelle voidaan käyttää arvoa $1/2$
- 1 kun tarkastellaan jännittämisen jälkeen vaikuttamaan tulneiden pysyvien kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia.

Jos betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta aiheutuva välitön häviö on otettu huomioon jännittämissuunnitelmassa, sitä ei tarvitse ottaa laskentaa tehdessä huomioon.

5.10.5.2 Kitkahäviöt

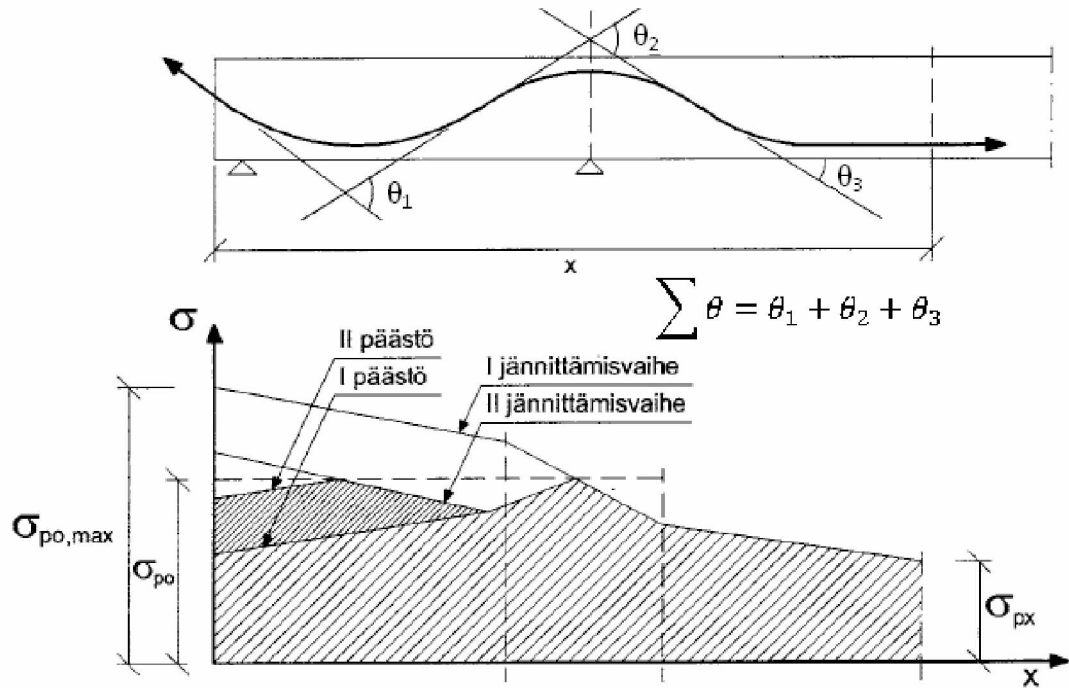
Ankkurijänteiden kitkahäviöt $\Delta P_{\mu}(x)$ voidaan arvioida kaavasta

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \left(1 - e^{-\mu(\theta + kx)} \right) \quad (5.21)$$

missä

- θ on ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x (riippumatta suunnasta tai merkistä)
- μ on jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin
- k on suojaputken tukipisteiden välille syntyviä riippumia (nuolikorkeuksia) vastaavien suunnan muutosten aaltoisuusluku (pituusyksikköä kohti)
- x on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys kohdasta, jossa jännevoima on P_{\max} (jänteen aktiivisessa päässä vaikuttava voima jännitettäessä).

Kitkakertoimen μ ja aaltoisuusluvun k arvot esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä. Kitkan ja kaarevuuden vaikutusta jännevoimaan on kuvattu kuvassa 5.5.



Kuva 5.5 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteellä

5.10.5.3 Ankkurointihäviöt

Ankkureiden kiilojen liukumisesta, jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta ja itse ankkurin muodonmuutoksesta aiheutuvat häviöt otetaan huomioon. Kiilojen liukumisen arvot sekä liukumasta aiheutuva välitön häviö P_{sl} määritellään käyttöselosteissa.

5.10.6 Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt

Ajasta riippuvia häviöitä aiheuttaa

- virumasta ja kutistumasta aiheutuva muodonmuutos
- relaksaation tuottama jännityksen pieneneminen

Ellei tarkempia menetelmiä haluta käyttää, voidaan ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseksi käyttää alla esitettyä kaavaa:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.22)$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa x ajanhetkellä t aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo
ε_{cs}	on kohdan 3.1.4 mukaisesti arvioidun kutistuman itseisarvo
E_p	on jänneteräksen kimmokerroin, ks. kohtaa 3.3.6
E_{cm}	on betonin kimmokerroin, ks. taulukko 3.1.
$\Delta \sigma_{pr}$	on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneteräksen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x ajanhetkellä t joka määritetään jännitykselle $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ (alkujännevoimasta ja pitkäaikaikuormista aiheutuva jänneteräksen alkutilanteen jännitys)
$\varphi(t, t_0)$	on kohdan 3.1.4 mukaisesti määritetty virumaluku ajanhetkellä t, kun betonin kuormittaminen on alkanut ajanhetkellä t_0
$\sigma_{c,QP}$	on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys. Jännityksen $\sigma_{c,QP}$ arvoon voi vaikuttaa tarkasteltavasta rakentamisvaiheesta riippuen osa omaa painoa ja alkujännevoima tai täysi pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä $(\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q))$
A_p	on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen ala
A_c	on betonipoikkileikkauksen ala
z_{cp}	on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys.

Puristusjännitykset ja vastaavat muodonmuutokset sijoitetaan kaavaan positiivisin etumerkein.

5.10.8 Jännevoiman mitoitusarvo

Jännevoiman mitoitusarvo voidaan määritellä kaavalla

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x) \quad (5.23)$$

missä

γ_P on jännevoiman osavarmuusluku
 $P_{m,t}(x)$ on jännevoiman keskimääräinen arvo

Jännevoima on useimmissa tapauksissa tarkoitettu vaikutukseltaan edulliseksi, ja murtorajatilantarkasteluissa käytetään normaalisti vallitsevia ja tilapäisiä mitoituslanteita varten osavarmuusluvun arvoa $\gamma_{P,fav} = 0,9$. Jännevoiman vaikutuksen ollessa epäedullinen käytetään osavarmuusluvun arvona $\gamma_{P,unfav} = 1,1$.

Paikallisia vaikutuksia tarkasteltaessa käytetään osavarmuuslukuna murtorajatilassa arvoa $\gamma_{P,unfav} = 1,2$

Käyttörajatila- ja väsymismitoituksessa voidaan käyttää jännevoiman ominaisarvoa.

Jännevoiman vaikutus lasketaan välittömästi jännittämisen jälkeen hetkellä $t = 0$ ja kaikkien häviöiden tapahduttua hetkellä $t = \infty$. Yleensä suunnittelussa voidaan betonin kutistuminen, viruminen ja relaksaatio ottaa huomioon loppuarvolla. Tarvittaessa tarkastellaan jännevoiman vaikutus ajanhetkellä $t = t_1$, jolloin rakennetta kuormittaa liikennekuorma ja vasta osa häviöistä on tapahtunut. Tällöin voidaan otaksua vähintään 50 % edellä esitetyistä häviöistä tapahtuneeksi. Kuormina kutistuminen ja viruminen ovat pysyviä kuormia.

5.10.9 Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet

Jännittämistöitä koskevia toteutusohjeita on käsitelty standardissa EN 13670. Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

- a) tartuntajänteet
 - o menetelmäkuvaus
 - o jännittämisvoimat ja venymät
 - o jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
 - o muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat
- b) ankkurijänteet
 - o menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyypit ja ominaisuudet
 - o asennuspiirustus
 - o jännittämisjärjestys
 - o jännittämisvoimat ja venymät
 - o ankkurointiliukumat ja niiden toleranssit
 - o muotin tukirakenteiden säätö ja purkaminen jännittämistyön aikana
 - o betonin lujuus jännittämistyön eri vaiheissa
 - o muut tarpeelliset tiedot

Jännevoiman suurin sallittu poikkeama jännittämissuunnitelmassa esitetystä arvosta saa yhdessä jänteessä olla korkeintaan $\pm 5 \%$ ja jänteiden yhteenlasketussa voimassa $\pm 3 \%$. Jos laskettuja venymiä ei mainituilla voiman arvoilla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroituja kalustoa.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa johon merkitään seuraavat asiat:

- a) janteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmainen venymä jännittämismuutosten
- b) muut tarvittavat jännittämiseen vaikuttavat asiat

Injektointityö tehdään viivyttämättä ja siten että laasti täyttää suojaputken.

Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

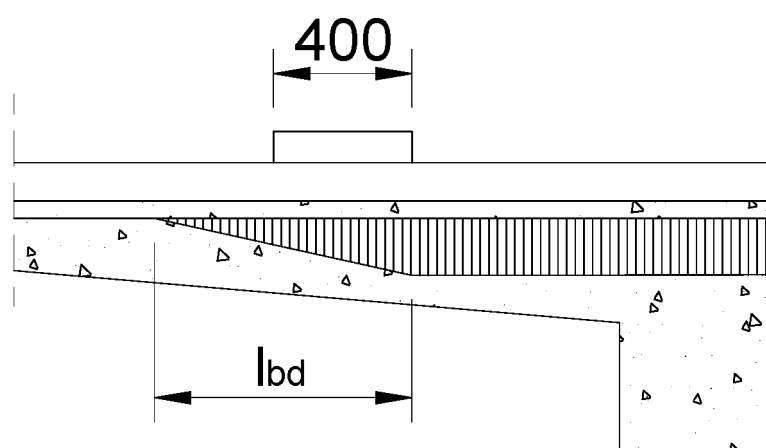
- injektointikohteet
- laastin koostumus
- rakenteen, laastin ja ilman lämpötila
- laastilla tehdyt kokeet kuten notkeus, vedenerottuminen, tilavuudenmuutos, puristuslujuus
- työaika, työpaine
- laastinmenekki injektointikohteittain
- muut tarpeelliset tiedot

Suojaputken injektoinnissa noudatetaan standardissa SFS-EN 446/447 annettuja ohjeita.

5.11 Eräiden rakenneosien analyysi

Laattapalkkisillan laattaosan leikkausmitoituksessa voidaan liikennekuormaryhmien pyöräkuormien intensiteetti kertoa kertoimella 0,9 seuraavien ehtojen toteutuessa:

- Suunniteltaessa uutta siltarakennetta
- $d \leq 400 \text{ mm}$
- $f_{ck} \geq C30/37-3$
- Laatan geometrisen raudoitusasteen taivutukselle on oltava laatan juuressa vähintään $A_s/b*d = 0.8 \%$. Suurempaa minimiraudoituspinta-alaa kuin $2000 \text{ mm}^2/\text{m}$ ei tarvitse kuitenkaan käyttää.
- Minimiraudoituksen tulee ankkuroitua täydelle voimalle pyöräkuorman reunan mennessä kuvan 5.6 mukaisesti. Kahden pyöräkuorman sijoittuessa ulokelaattaosalle on 50% minimiraudoituksesta ankkuroiduttava myös etäämpänä olevan pyöräkuorman suhteen kuvan 5.6 mukaisesti.
- Lävistyminen on tarkistettava erikseen



Kuva 5.6 Minimiraudoituksen ankkurointi laattapalkkisillan laattaosan

6 Murtorajatila

6.1 Taivutus ja normaalivoima

Betonipoikkileikkauksessa tarvittavan taivutuskapasiteetin edellyttämä vetoraudoitust määrä ei saa ylittää tasapainoraudoitettun poikkileikkauksen taivutusvetoraudoitust määrää, eli poikkileikkauksen murtumistavan tulee olla sitkeä.

Tässä esitettyä sitkeysvaatimuksen tarkastamismenetelmää käytetään standardin EN 1992-2 kohdassa 6.1 esitettyjen menetelmien (lausekkeet 108-110) sijaan.

Teräsbetonirakenteen voidaan olettaa olevan sitkeä, kun rauditus myötää ($\varepsilon_{yk} \geq f_{yk}/E_s$) ennen kuin puristetun reunan betoni saavuttaa murtopuristuman arvon ε_{cu2} (3.5 ‰) tai poikkileikkauksen painopisteessä oleva betoni saavuttaa arvon ε_{c2} (2.0 ‰).

Jännebetonirakenteen toiminnan voidaan olettaa olevan sitkeä, jos jokin seuraavista ehdoista täyttyy. Alla olevissa ehdoissa betonin murtopuristumalla tarkoitetaan edellä esitettyjä tapauksia.

- 1) Jänneteräs myötää ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Jänneteräksen myötämiseksi katsotaan venymän $\varepsilon_{pd} = f_{pd}/E_p$ saavuttaminen.
- 2) Vedetyn pinnan betoniraudoituksen venymä saavuttaa arvon 5 ‰ ja/tai jänneraudoitukseen muodostuu 3 ‰ lisävenymä ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon.
- 3) Rakennesysteemin muodonmuutokset murren kehittyessä eivät vaadi tutkittavan poikkileikkauksen myötämistä missään kuormitustapauksessa.
- 4) $M_{pl,Rd} \geq 1.5 \cdot M_{Ed}$ Tässä tapauksessa ei vaadita raudoituksen tai jänneterästen myötämistä ennen betonin murtopuristuman arvon saavuttamista.

Tapauksissa 1 ja 2 poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd,max}$ tasapainoraudoitettussa tapauksessa (kohdan 6.3 yhteisvaikutusehtoa varten) saadaan kasvattamalla raudoituksen määrää, kunnes saavutetaan tasapainoraudoitettu tilanne, jolla ehto 1 tai 2 vielä täyttyy.

Tapauksissa 3 ja 4 poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd} = M_{pl,Rd,max}$ saadaan tilanteesta, jossa betoni saavuttaa enintään murtopuristuman arvon valitulla raudoituksella (kohdan 6.3 yhteisvaikutusehtoa varten).

Jänneraudoituksen myötötilanteen tarkastelussa sijainniltaan ja venymältään erilaiset jänneteräspunokset voidaan korvata niitä edustavalla resaltoivalla jänneraudoituksella.

Betonin vetolujuutta ei hyödynnetä taivutusmitoituksessa.

Puristetun rakenneosan keskimääräinen puristuma ei saa ylittää arvoa ε_{c2} tai ε_{c3} käytettäessä bi-lineaarista yhteyttä.

6.2 Leikkaus (RakMK B4 2005)

Tuen reunasta etäisyyden d päässä laskettua leikkausvoiman arvoa voidaan pitää leikkausvoiman maksimiarvona tapauksissa, joissa pääosa palkin kuormasta on palkin koko pituudelle jakautunutta kuormaa. Rakenteissa, joissa lähellä tukea sijaitseva pistekuorma on vallitseva leikkausvoiman suuruuteen nähden, tarkastellaan leikkauskestävyyden yläraja tukilinjalle asti.

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_1)f_{ctd}b_wd \quad (6.1)$$

missä

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_wd} \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d \geq 0,8, \quad \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

f_{ctd} laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_u = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c} \quad (6.2)$$

missä

$$V_{Rd,c} = 0,50 \cdot b_w df_{ctd}$$

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

α on leikkausraudoituksen ja pituusakselin välinen kaltevuuskulma, joka on pystyhaalla 90° . Kulman on oltava vähintään 45° .

Leikkauskestävyyden yläraja on

$$V_{u,max} = 0,25b_w df_{cd}, \quad \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3 \quad (6.3)$$

f_{cd} laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Jos rakenteeseen vaikuttaa palkin pituusakselin suuntainen puristava normaalivoima N_d , saadaan termiä V_c suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (6.4)$$

missä

M_d on tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä taivutusmomentti vastaavalla kuormitustapauksella.

M_0 on nollavenyämämomentti, joka yhdessä normaalivoiman N_d kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan siinä reunassa johon kuormitus M_d aiheuttaa vetoa.

Jos rakenteeseen kohdistuu palkin pituusakselin suuntaista vetoa, oletetaan termi V_c nolllaksi, ellei tarkemmilla menetelmillä toisin osoiteta.

Tuen lähellä betonin leikkauskestävyyttä V_c voidaan suurentaa kertoimella

$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d,red}} \leq 2 \quad (6.5)$$

missä

$V_{d,red}$ on leikkausvoima, jota laskettaessa enintään $2d$ päässä tukilinjasta sijaitsevat kuormat on kerrottu luvulla $a/2d$, missä a on kuorman etäisyys tukilinjasta.

6.2.1 Lisävetovoima

Leikkausraudoitetuissa rakenneosissa leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima pääraudoitukselle on

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.6)$$

missä

$k_a = 1,5$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

$k_a = 1,0$ leikkausraudoitetuissa rakenteissa.

Leikkausraudoitetuilla rakenteilla kertoimen k_a suuruus voidaan laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (6.7)$$

Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määrävissä leikkauksissa esiintyviä arvoja suuremmiksi.

Lisävetovoima voidaan huomioida myös momenttipinnan siirtoperiaatteella. Siirron a suuruus on $k_a d$. Lisävetovoima on ankkuroitava vetovoimapinnan ulkopuolelle.

Tuella alapinnan raudoituksella ankkuroitava lisävetovoima on vähintään

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.8)$$

Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen. Jännitetyissä palkeissa, joissa jänneet nostetaan päätytuella ylös, on järjestettävä vastaava raudoitus palkin alapintaan. Jänneraudoituksen se osa, joka ankkuroidaan palkin päässä palkin korkeuden neljäsosan alueelle alareunasta lukien, voidaan ottaa huomioon tässä tarkastelussa.

6.2.2 Laipan irtileikkaantumisen raudoitus

Kun laippa on puristettu, on laipan irtileikkaantumisen vetovoima

$$V_{df} = \frac{V_d}{z} \frac{A_{cf}}{A_{cc}} \quad (6.9)$$

missä

V_d on laattapalkin leikkausvoima

z on laattapalkin sisäinen momenttivarsi murtorajatilassa

$\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ on yhden laipan puristetun pinta-alan osuus koko puristusvyöhykkeen pinta-alasta käyttäen laskennassa laippojen toimivaa leveyttä.

Kun laippa on vedetty, korvataan termi $\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ termillä $\frac{N_{sf}}{N_s}$, missä $\frac{N_{sf}}{N_s}$ on yhden laipan alueella olevan raudoituksen osuus koko toimivalla leveydellä sijaitsevasta veto-raudoituksesta. Mikäli raudoite on pääosin keskitetty uumaan, on erikseen tarkistettava poikittainen halkeamaleveys käyttörajatilassa.

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoitus pituusyksikköä kohti on

$$A_{sf} = \frac{V_{df}}{f_{yd} \cot \beta_f} \quad (6.10)$$

puristuslaipoissa $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 2,0$

vetolaipoissa $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 1,25$

Vetovoima ei edellytä poikittaisraudoitusta mikäli seuraava ehto toteutuu

$$V_{df} \leq 0,4 f_{ctd} h \quad (6.11)$$

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoitus jaetaan tasan molempiin laipan pintoihin.

Laipan irtileikkaantumiskestävyyden yläraja on

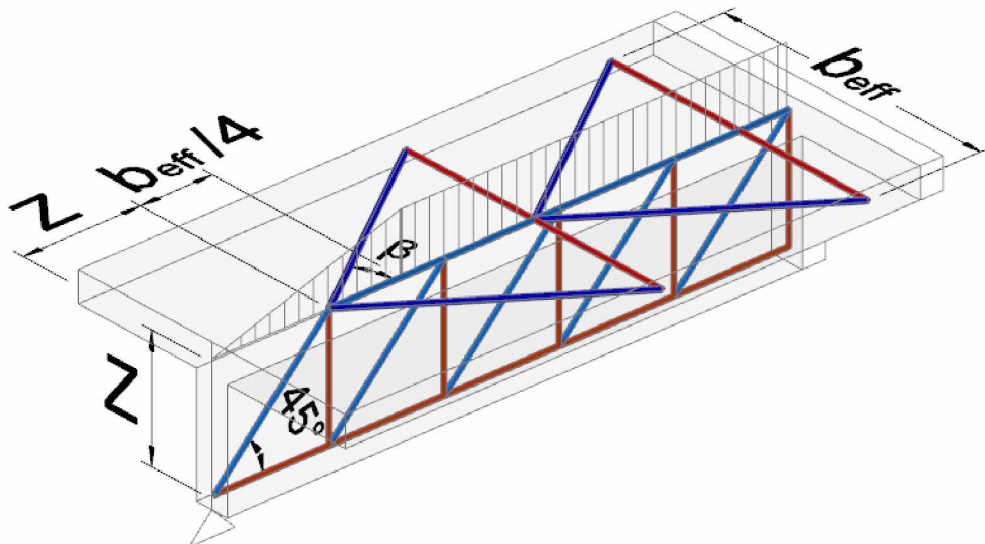
$$V_{df, \max} = h_f v f_{cd} \sin \beta_f \cos \beta_f \quad (6.12)$$

missä

h_f on laipan paksuus, josta on vähennetty poikittaisen taivutuksen edellyttämä puristuspinnan korkeus y murtorajatilassa ($h_f = h - y$).

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Tuella (myös välituella) vetovoima on nolla ja kasvaa lineaarisesti täyteen arvoon matkalla $z+b_{eff}/4$, missä b_{eff} on laattapalkin toimiva leveys. Vetovoiman vaatima raudituksen kokonaismäärä voidaan jakaa tasan korkeintaan $3 b_{eff,i}$ pituisella matkalla.



Kuva 6.1 Irtileikkaantumisvoiman kehittyminen ja ristikkoanalogia tukialueella.

Laipan pinnan poikittaisraudoituksen kokonaismäärä on suurin seuraavista:

- Irtileikkaantumisraudoitus
- Poikittaisen taivutuksen edellyttämä rauditus + puolet irtileikkaantumisraudoituksesta
- Vähimmäisraudoitus kohdan 9.1 mukaisesti.

6.2.3 Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys

Työsaumassa on oltava leikkausraudoitus, jonka osuus tarvittavasta leikkauskapasiteetista tulee olla vähintään puolet.

Eri aikaan valettujen rakenneosien rajapinnan leikkauslujuuden mitoitusarvo on

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fd} \quad (6.13)$$

missä

- ρ on rajapinnan eri puolille riittävästi ankkuroitu rajapinnan läpi kulkevan raudituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla.
- σ_n on rajapintaan kohdistuva puristusjännitys. α on rajapinnan tason ja vaarنون välinen kulma. $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

Kun σ_n on vetoa, käytetään termille f_{ctd} arvoa 0. Väsymis- ja dynaamisissa tarkasteluissa $f_{ctd} = 0$.

Rajapintojen luokittelu:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten: $c = 0,10$ ja $\mu = 0,5$.

- Sileä: liukuvalettu pinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta: $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$.
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urittamalla, ruiskuttamalla pinta pesubetoniksi tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava karheus: $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$.
- pinta, jossa on EN 1992-1-1 kuvan 6.9 mukainen hammastus: $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$.

Tarvittava vaarnaraudituksen määrä on

$$A_{sv} = \frac{V_{Ed} - (c f_{ctd} + \mu \sigma_n) b}{f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)}, [A_{sv}] = \text{m}^2/\text{m}, [V_{Ed}] = \text{N}/\text{m} \quad (6.14)$$

Vaarnaraudituksen yläraja on

$$A_{sv} = \frac{0,5 V_{Ed}}{f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (6.15)$$

6.3 Vääntö (RakMK B4 2005)

Vääntömitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Betonin vääntökestävyys on

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{tr} \quad (6.16)$$

missä

W_{tr} on poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus.

Siltojen kannatinrakenteissa, joita kuormittaa liikennekuorma (väsytkuormitettu rakenne), betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nolllaksi.

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys on

$$T_s = 2 A_{ef} f_{yd} \sqrt{\frac{A_{st}}{s} \frac{A_{sl}}{u_{ef}}} \quad (6.17)$$

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudituksen on täytettävä seuraava ehto

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{st} s}{A_{sl} u_{ef}} \leq 3 \quad (6.18)$$

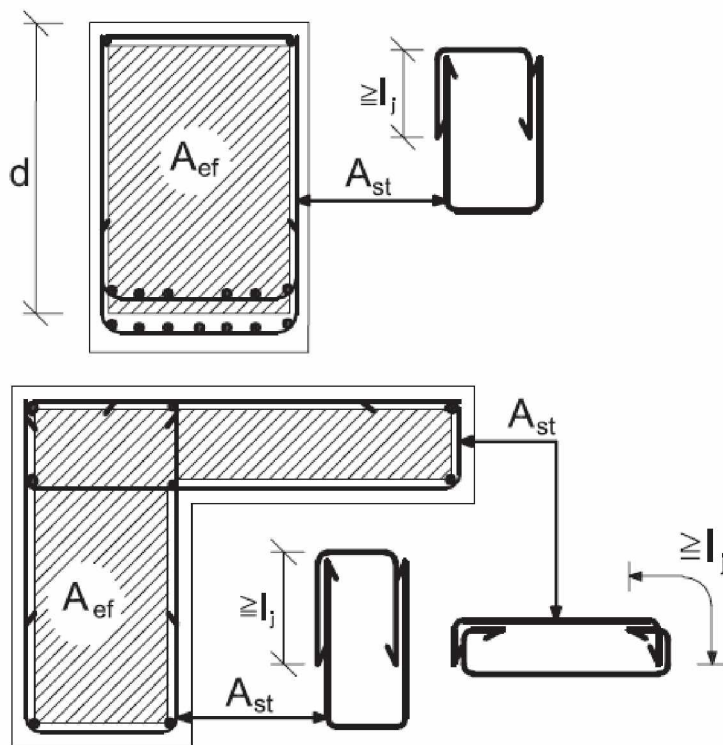
Tarvittava vääntöraudoitus voidaan esittää myös seuraavien kaavojen muodossa

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_d}{2A_{ef}f_{yd} \cot \theta} \text{ [m}^2\text{/m]} \quad (6.19)$$

$$A_{sl} = \frac{T_d u_{ef}}{2A_{ef}f_{yd}} \cot \theta \quad [\text{m}^2]$$

$$\frac{1}{3} \leq \cot \theta \leq 3$$

A_{ef} ja u_{ef} ovat pitkittäistankojen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion pinta-ala ja piiri kuvan 6.2 mukaisesti.



Kuva 6.2 Vääntöraudoitukset

Betonin puristusjännityksen resultanttia ei saa hyödyntää väännön pituussuuntaista raudoitusta vähentävänä tekijänä.

Pinta-alaan A_{ef} lasketaan tavanomaisissa laattapalkeissa vain poikkileikkauksen palkkiosa ilman kansilaattaa.

Väännön edellyttämä pitkittäinen rauditus jaetaan tasaisesti pitkin väännettävän poikkileikkauksen pintoja. Väännön edellyttämä hakarauditus muodostetaan lähelle poikkileikkauksen pintoja sijoitettavista pystyhaoista. Keskellä paksua poikkileikkauksista sijaitseva haka ei vaikuta vääntökestävyyteen.

Vääntökestävyyden yläraja on

$$T_{u\max} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (6.20)$$

missä

W_{tr} on vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus $= 2A_{ef}h_{ef}$.

h_{ef} on kotelon paksuus, joksi oletetaan 30 % pinta-alan A_{ef} sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä.

6.3.1 Yhdistetyt rasitukset

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_d}{T_{u\max}} + \frac{V_d}{V_{u\max}} \leq 1 \quad (6.21)$$

Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentille käyttää etäisyydellä d tuelta olevaa arvoa.

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_d}{T_{u\max}} + \frac{M_d}{M_{pl,Rd,\max}} \leq 1 \quad (6.22)$$

jossa $M_{pl,Rd,\max}$ on rakenneosan taivutuskestävyys tasapainoraidoitettuna.

6.4 Lävistys (RakMK B4 2005)

Lävistysmitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys on

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd} \quad (6.23)$$

missä

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \quad (\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$k = 0,8 \quad (\rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8\text{‰}$$

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

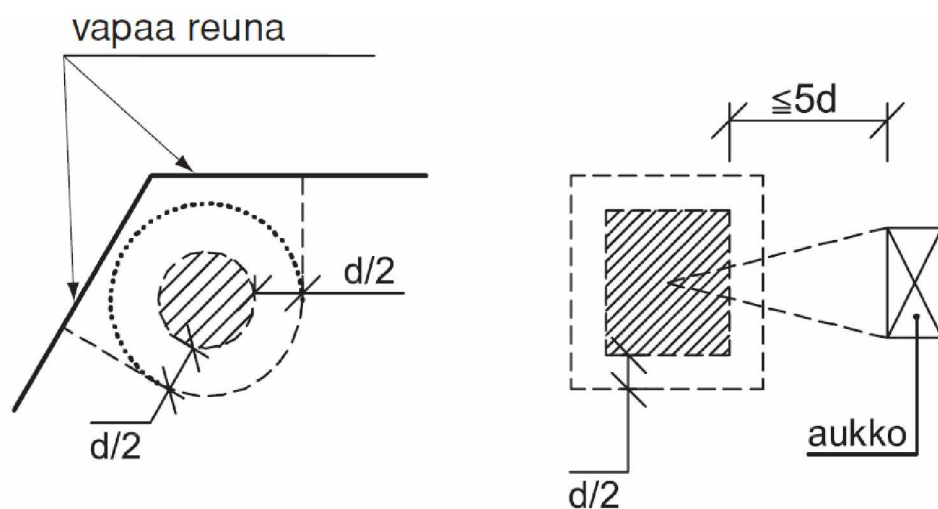
e on lävistysvoiman epäkeskisyys leikkautuvan alueen painopisteestä

A_u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala

u on pienempi seuraavista:

- a) Tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ oleva piiri
- b) Piiri, joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla (kuva 6.3).

Jos laatussa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä $5d$, ei piiriin u lasketa niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin (kuva 6.3).



Kuva 6.3 Laatan lävistys

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys on

$$V_u = 0,25V_c + V_s \leq 2 V_c \quad (6.24)$$

,jossa hakojen vaikutus otetaan huomioon kaavalla

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha \quad (6.25)$$

f_{yd} on korkeintaan 300 MPa

α on raudoituksen ja laatan tason välinen kulman, joka on oltava vähintään 30° .

Leikkausraudoitukseen A_{sv} saa laskea raudoituksen alueella tuen reunasta etäisyydellä $1,5 d$ tuen reunasta.

6.5 Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model)

Puristussauvan, johon ei vaikuta poikittaista vetojännitystä, puristuskestävyys on $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$.

Halkeilleen betonin puristussauvan tai puristussauvan, johon kohdistuu poikittaista vetoa, puristuskestävyys on $\sigma_{Rd,max} = 0,6(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$.

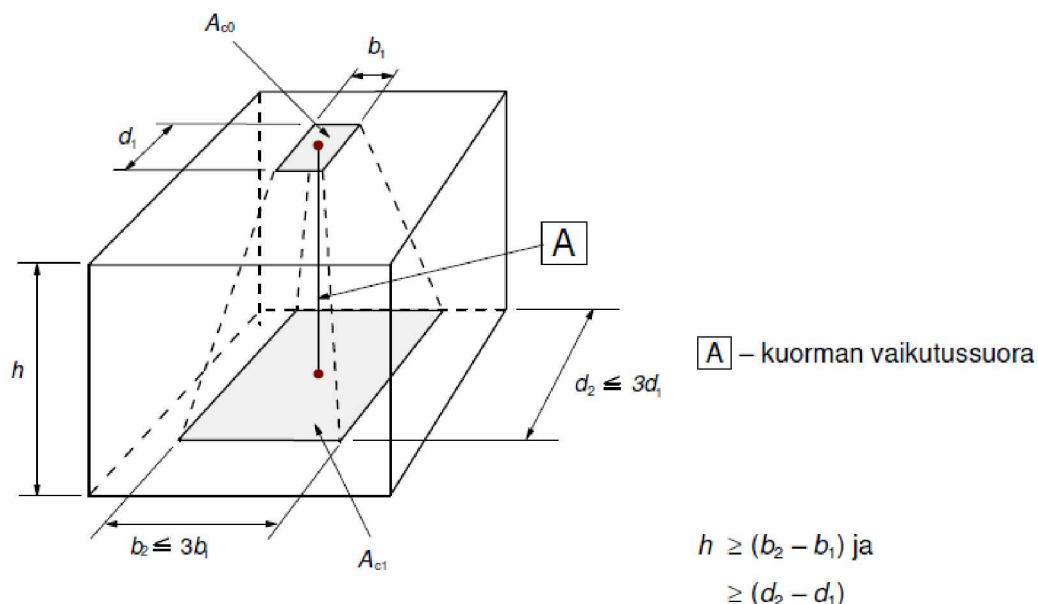
6.7 Paikallinen puristus

Paikallinen puristuskestävyys on

$$F_{Rdu} = A_{co} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 A_{co} f_{cd} \quad (6.26)$$

Jakautumisalueen A_{c1} on täytettävä seuraavat ehdot

- On yhdenmuotoinen kuormitusalueen A_{c0} kanssa
- Jakautumisalueen A_{c1} keskipiste on kuorman resultantin vaikutussuoralla, joka kulkee kuormitusalueen A_{c0} keskipisteen kautta.
- Eri jakautumisalueet eivät saa limittyä keskenään.



Kuva 6.4 Paikallinen puristus

Kun halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei ole, on paikallinen puristuskestävyys

$$F_{Rdu} = 0,6(1 - f_{ck}/250)f_{cd} A_{c0} \quad (6.27)$$

6.8 Väsyminen

Rakenneosan väsytykestävyys on osoitettava, kun siihen kohdistuu merkittäviä säännöllisiä kuormitusjaksoja. Väsytystarkasteluja ei vaadita seuraavissa tilanteissa ja rakenneosissa:

- Kevyen liikenteen sillat, jotka eivät ole herkkiä tuulen- tai kevyen liikenteen heränteille
- Perustukset
- Alusrakenteet, joita ei ole jäykästi kiinnitetty päällysrakenteeseen
- Tukimuurit
- Rauditus alueilla, jotka säilyvät puristettuina tavallisella kuormitusyhdistelyllä
- Liikenteen luokissa 3 ja 4 ei tarvitse tehdä väsymismitoitusta. Liikenteen luokissa 1 ja 2 tehdään väsymismitoitus asianomaisen viranomaisen hankekohdaisesti niin määrätessä. Liikenteen luokat on esitetty standardin EN 1991-2 kansallisessa liitteessä (taulukko 4.5(FI))
- Ajoneuvoliikenteen siltojen tarkasteltavat pääkannattimen poikkileikkaukset, joissa kuormakaavion LM1 aiheuttamat voimasuureet muodostuvat merkittävästi vähintään kahdelta samanaikaiselta kuormakaistalta.

Raudituksen väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

- 1) Raudituksen jännitys on korkeintaan 300 MPa ominaisyhdistelyllä
- 2) Ajoneuvoliikenteen siltojen raudituksen jännitysvaihteluväli kuormakaaviosta FLM1 on korkeintaan 180 MPa.
- 3) Väsytysmitoitus suoritetaan ekvivalentilla jännitysvaihteluvälillä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\Delta\sigma_{s, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s, fat} \gamma_{F, fat}} \quad (6.28)$$

missä

$$\gamma_{s, fat} \geq 1,15$$

$$\gamma_{F, fat} = 1$$

$\Delta\sigma_{s, equ}(N^*)$ on SFS-EN 1992-2 liitteen NN mukainen ekvivalentti jännitysvaihteluväli.

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ on väsytykestävyys jännitysjaksojen määrälle N^* .

Mitoituksessa käytetään SFS-EN 1992-1-1 taulukoita 6.3N ja 6.4N. A500HW:lla käytetään arvoja $k_2=9$ ja $\Delta\sigma_{Rsk} = 200$ MPa.

- 4) Väsytysmitoitus suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.29)$$

missä

$n(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluvälin $\Delta\sigma_i$ toteutumiskertojen lukumäärä
 $N(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaava S-N käyrän jännitysvaihteluiden lukumäärä kyseisen raudoitteen standardin mukaisesti.

Palmgren-Minerin säännöllä tarkasteltaessa käytetään teräspefikaatioiden mukaisia raudoitteiden väsytysominaisuuksia (A500HW:lla $k_2=25$ ja $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)=200$ MPa). Myös EN 1992-1-1 taulukoita 6.3N ja 6.4N voidaan käyttää.

Betonin väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

1) Toteutetaan alla olevat epäyhtälöt

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.30)$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{matrix} 0,8 & , f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,9 & , f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{matrix} \quad (6.31)$$

missä

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_o) \frac{f_{ck}}{1,5} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$\beta_{cc}(t_o)$ on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensi kertaa (ks. EN 1992-1-1 kohta 3.1.2 (6))

$\sigma_{c,max}$ on suurimman puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä

$\sigma_{c,min}$ on pienimmän puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä. Vedolle $\sigma_{c,min} = 0$.

Tarkasteltaessa leikkausmitoituksen puristusdiagonaalin väsytykestävyyttä, kerrotaan $f_{cd,fat}$ kertoimella v .

Leikkausraudoittamattoman rakenneosan leikkausväsytykestävyys on käsitelty EN 1992-1-1 kohdassa 6.8.7 (3)

2) Rautatiesilloilla voidaan suorittaa betonin väsytysmitoitus EN 1992-1-1 liitteen NN mukaisesti.

3) Väsytysmitoitus suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.32)$$

missä

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1 - \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min,i}}{\sigma_{cd,max,i}}}} \right)}$$

$\sigma_{c,max,i}$ on jakson puristusjännityksen ylempi arvo

$\sigma_{c,min,i}$ on jakson puristusjännityksen alempi arvo. Vedolle $\sigma_{c,min,i} = 0$.

7 Käyttörajatila

7.1 Yleistä

Betonipoikkileikkaus voidaan otaksua halkeilemattomaksi muodonmuutoksia laskettaessa.

Siltojen betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset ovat kohdan 4.1 mukaisia. Siltojen vähimmäisvaatimuksia sovelletaan sellaisenaan myös kaukalarakenteisiin sekä tunnelihin ja niiden suuaukon rakenteisiin. Seinämärakenteet ja kehän jalat ovat rinnastettavissa maa- ja välitukirakenteisiin. Ajoradan yläpuolisien rakenteiden vaatimukset ovat sillan päällysrakenteen mukaisia. Pienen peittosyvyyden omaavat peruslaatat (peruslaatan yläpuolisen täyttökerroksen paksuus $< 0,7$ m) rinnastetaan rengaskehän peruslaattoihin.

Tunnelien osalta poikkeuksen muodostaa suolasumurasituksen vaikutus-alue: kuu- den metrin raja-alue tien yläpuolisille rakenteille ei ole voimassa, vaan suolarasitus kohdistuu niihin, vaikka ne olisivat korkeammallakin. Tien suolauksen aiheuttaman suolasumurasituksen vaikutus ei pitkällä tunneleilla ulotu koko tunnelin matkalle. Ulottuma määritellään hankekohtaisesti tuotevaatimuksissa.

Muille tieympäristön betonirakenteille vähimmäisvaatimukset ovat taulukon 4.3 mukaisia. Julkaisussa ”Siltabetonien P-lukumenettely” on esitetty rakenneosien vähimmäis- ja keskimääräiset ja vesisementtisuhteen enimmäisarvoja koskevat vaatimukset.

7.2 Jännitysten rajoittaminen

Betonipoikkileikkauksen suurin sallittu puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmällä (ks. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet, Liite 1) on enintään $0,6 f_{ck}$.

Epälineaarinen viruma on otettava huomioon, jos betonin jännitys ylittää pitkäaikaisyhdistelmällä (ks. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet, Liite 1) arvon $0,45 f_{ck}$.

Raudoituksen jännitys ei saa ominaisyhdistelmällä ylittää arvoa $0,8 f_{yk}$. Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa $1,0 f_{yk}$.

Rajoituksia jännityksille on esitetty myös kohdissa 5.10. ja 7.3.

7.3 Halkeilun rajoittaminen

7.3.1 Yleisiä tarkasteluja

Halkeilun rajoittamisen osalta siltojen rakenteet suunnitellaan siten, että ne täyttävät käyttötilassa taulukossa 7.1 annetut arvot. Taulukossa esitetyt kuormitusyhdistelmät ovat sovellusohjeen ”Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet” liitteen 1 mukaisia.

Hankekohtaisesti voidaan sopia kuormaryhmän gr5 (erikoiskuorma LM3) käytöstä eri käyttörajatiloissa.

Mitoituksessa käytetään tämän ohjeen kohdan 4.2. mukaisia rakenneosien suunnittelukäyttöiä ja rasitusluokkaryhmiä. Sallittu halkeamaleveys määritellään mitoittavimman vaikutuksen antavan rasitusluokan suhteen. Rasitusluokat XF eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen.

Taulukko 7.1 Laskennallisen halkeamaleveysrajan w_{max} suositusarvot 100 vuoden käyttöiälle ja niihin liittyvät yhdistelysäännöt

Rasitusluokka ^a	SARAKE 1 Raudoitettut ja tartunnattomilla jänteillä jännitetyt rakenneosat		SARAKE 2 Tartunnallisilla jänteillä ^b jännitetyt rakenneosat
	Tavallinen kuormayhdistelmä	Pitkäaikaisyhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	-	0,3 ^c	0,2
XD1 ^d , XC2, XC3, XC4, XS1 ^d	0,2	0,15	0,07 ^{e, f}
^d XD2, XD3, XS2, XS3	0,15	0,1	Vetojännityksetön tila ^{f, g}

^a Rasitusluokat rakenneosittain ovat määritetty kohdassa 4.2

^b Tähän luokkaan kuuluvat suojaputkeen injektoiduilla jänteillä varustetut rakenteet. Tällöin standardin EN 1992-1-1 kaavan (7.10) $\xi_1 = 0$ halkeamaleveydestä tarkasteltavaa tehtäessä.

^c Rasitusluokissa X0 ja XC1 halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja tämä raja on asetettu hyväksytävän ulkonäön takaamiseksi.

^d Kloridirasitukset eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen, mikäli kloridirasitettut pinnat on suojattu kohdan 4.3 mukaisesti.

^e Lisäksi tarkistetaan vetojännityksetön tila kuormien vaikuttaessa pitkäaikaisyhdistelmänä.

^f Raudoitukselle jossa jänneteräksiä ei ole vetovyöhykkeessä käytetään vasemmassa sarakkeessa 1 olevan tavanomaisen raudoituksen halkeamaleveysvaatimuksia. Rakenne oletetaan haljenneeksi vetovyöhykkeessä, vaikka sen laskennallinen halkeilukestävyys ei ylittyisikään

^g Vetojännityksetön tila edellyttää, että tartunnallisten jänteiden ja niiden suojaputkien ympärillä olevalla rajaetäisyydellä oleva betoni pysyy puristettuna määritellyn kuormituksen vaikuttaessa. Rajaetäisyytenä käytetään mittaa 100 mm suojaputken ulkopinnasta.

HUOM. Taulukon halkeamaleveysrajan saa korottaa luvulla $c/c_{min,dur} \leq 1,4$

Sillan suuntaan nähden poikittaisessa taivutuksessa laattapalkin laipassa käytetään halkeamaleveyden raja-arvoina taulukon 7.1 sarakkeessa 2 annettuja arvoja kun jänteet sijaitsevat tarkasteltavassa laipassa. Sillan pituussuuntaisten jänteiden sijaitessa palkissa voidaan poikittaisen taivutuksen halkeamaleveyden raja-arvoina käyttää sarakkeen 1 arvoja. Laattapalkin laipassa poikittaisen taivutuksen halkeamaleveyden mitoitus voidaan tehdä käyttäen raudoituksena koko poikittaisen raudoituksen määrää.

Rakenne oletetaan haljenneeksi vetovyöhykkeessä, vaikka sen laskennallinen halkeilukestävyys ei ylittyisikään. Raudoitukselle jossa tartunnallisia jänneteräksiä ei sijaitse vetovyöhykkeessä käytetään vasemmassa sarakkeessa 1 olevan tavanomaisen raudoituksen halkeamaleveysvaatimuksia.

Betonipeitteen sallitut mittapoikkeamat on annettu tämän ohjeen kappaleessa 4.4.1.3.

7.3.3 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys w_k lasketaan kaavasta:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.1)$$

,missä

$$s_{r,\max} = 3,4c + k_1 k_2 0,425 \phi_{sq} / \rho_{p,\text{eff}}$$

$$\phi_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i}$$

,missä

c on vetorausoituksen betonipeite, ks. kappale 4.4.1.

k_1 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon lähinnä betonipintaa olevien tankojen tartuntaominaisuudet:

= 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta (esim. A500HW)

= 1,6 sileäpintailla tangoilla

k_2 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma:

= 0,5 taivutukselle

= 1,0 pelkälle vedolle

Epäkeskisen vedon tapauksissa tai paikallisesti käytetään kertoimelle k_2 väliarvoja, jotka voidaan laskea seuraavan suhteen avulla:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1)$$

,missä ε_1 on tarkasteltavan poikkileikkauksen reunalla vallitseva suurempi venymä ja ε_2 pienempi venymä halkeilleen poikkileikkauksen perusteella määritettynä.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,\text{eff}}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,\text{eff}} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s on vetorausoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen.

f_{ctm} = vetojännityksen alaisen betonialueen $A_{c,\text{eff}}$ vetolujuus

E_{cm} = betonin kimmokerroin kappaleen 3.1.3 mukaisesti.

$\rho_{p,\text{eff}}$ = $A_s / A_{c,\text{eff}}$

A_s = halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen määrä

$A_{c,\text{eff}}$ on betoniteräksiä tai jänneteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala, kun alueen korkeus on $h_{c,\text{ef}}$, missä $h_{c,\text{ef}} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$, ks. EN 1992-1-1 kuva 7.1

k_t on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta

= 0,6 lyhytaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

= 0,4 pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

Jännitetyllä rakenteella jänneteräksiä ei huomioida raudoituksena halkeamaleveyden tarkasteluissa. Jännevoima on mukana poikkileikkauksen tasapainon määrittämisessä,

josta saatavalla raudoituksen A_s jännityksellä σ_s määritetään sitä vastaava halkeamaleveys.

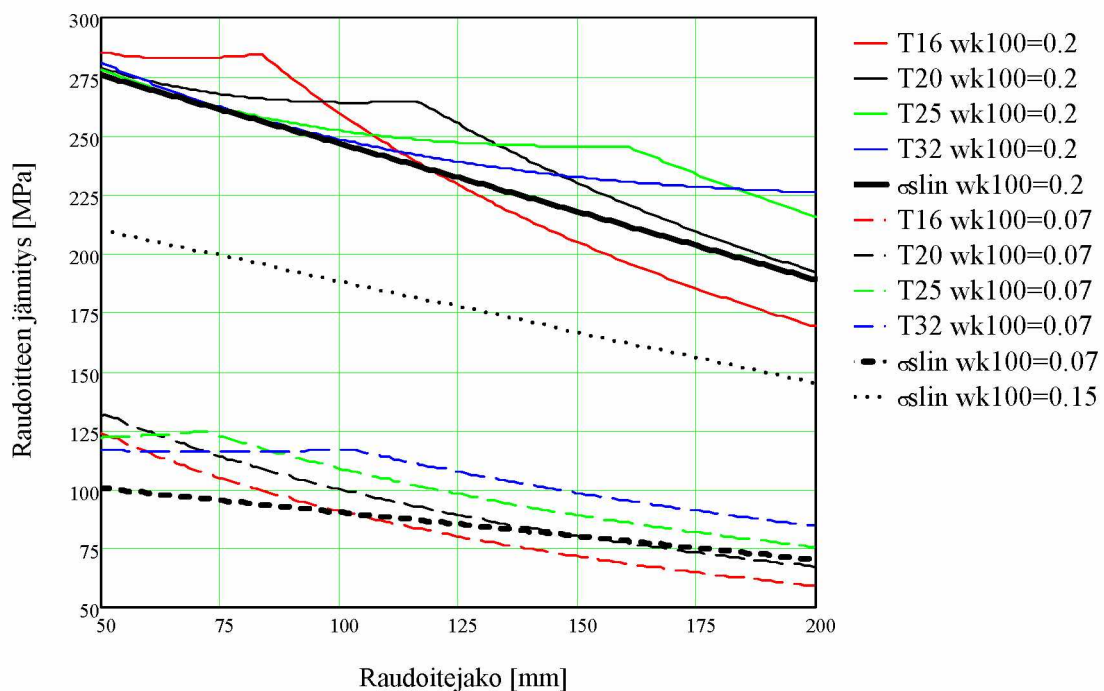
Poikkileikkauksen tasapainoa laskettaessa betonin viruma huomioidaan pitkäaikaisessa kuormitusyhdistelmässä.

Betonipoikkileikkauksen tasapainoa laskettaessa pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä betonin kimmokertoimessa huomioidaan viruman vaikutus kohdassa 3.1. esitetyllä tavalla.

Laskelmissa on esitettävä halkeamaleveyden lisäksi kyseistä halkeamaa vastaava betoniterästen jännitys.

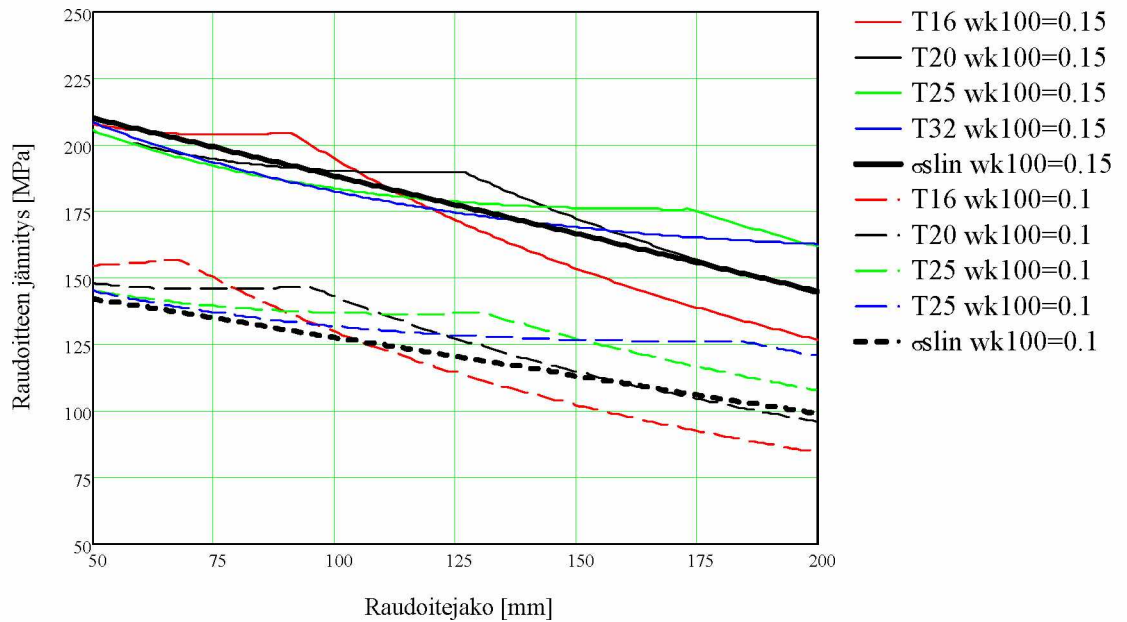
7.3.4 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Halkeamaleveyden tarkasteluissa voidaan käyttää seuraavassa esitettyä yksinkertaistettua betoniterästen jännityksiin perustuvaa menettelyä. Kussakin kuvassa on määriteltynä ehdot, jolloin arvoja voi käyttää. Jos jokin oletetuista arvoista poikkeaa esitetyistä, tulee halkeamaleveys tarkastella kohdan 7.3.3 mukaisesti.



Kuva 7.1

Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys tavallisella kuormayhdistelmällä, kun: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$, $c_{dev} = 5 \text{ mm}$, $c_{true} \geq 52 \text{ mm}$, $c/c_{min,dur} = 1.4$, $kt = 0.6$, $f_{ctm} \geq 2.9 \text{ MPa}$ (C30/37)



Kuva 7.2 Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä, kun: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$, $c_{dev} = 5 \text{ mm}$, $c_{true} \geq 52 \text{ mm}$, $c/c_{min,dur} = 1.4$, $k_t = 0.4$, $f_{ctm} \geq 2.9 \text{ MPa}$ (C30/37)

Raudoitetangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys yhdessä kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left(220 - 10 * \frac{w_{k100}}{0.15} - 65 * \frac{kk - 50}{150} \right) * \frac{w_{k100}}{0.15} \text{ [MPa]} \quad (7.2)$$

, kun $w_{max} = 0.1 \dots 0.3 \text{ mm}$, $c_{nom} = 40 \text{ mm}$, $c_{dev} = 5 \text{ mm}$, $c_{true} \geq 52 \text{ mm}$, $c/c_{min,dur} = 1.4$ ja $f_{ctm} \geq 2.9 \text{ MPa}$ (C30/37)

Kaavoissa merkintä kk tarkoittaa raudoitejakoa. Kuvisa 7.1 ja 7.2 sallittu jännitys on esitetty edellä olevan kaavan mukaan. Jos betonipeite c_{true} on 52 mm sijasta 40 mm, tulee sallittu jännitys kertoa luvulla 0,9, väliarvot voidaan interpoloida. Kuvisa 7.1 ja 7.2 on esitetty myös kappaleen 7.3.3. halkeamatarkasteluilla saatavat tulokset (värilliset käyrät).

Raudoitetangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys kahdessa kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left(255 - 10 * \frac{w_{k100}}{0.15} - 25 * \frac{kk - 50}{150} \right) * \frac{w_{k100}}{0.15} \text{ [MPa]} \quad (7.3)$$

, kun $w_{max} = 0.1 \dots 0.3 \text{ mm}$, $c_{nom} = 40 \text{ mm}$, $c_{dev} = 5 \text{ mm}$, $c_{true} \geq 40 \text{ mm}$, $c/c_{min,dur} = 1.4$, $f_{ctm} \geq 2.9 \text{ MPa}$ (C30/37) ja raudoitekerrosten painopisteiden välinen etäisyys on 75 mm.

7.4 Taipuman rajoittaminen

Päällysrakenteen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykerroimella kerrottuna ($\psi_1 = 0.75$ ja 0.4) saa olla enintään $L/400$

Ulokkeen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykerroimella kerrottuna ($\psi_1 = 0.75$ ja 0.4) saa olla $L/200$ mutta enintään 20mm, L = Ulokkeen pituus.

8 Raudoituksen ja jänteiden yksityiskohtien suunnittelu

8.2 Tankojen väliset etäisyydet

Tankojen välisten etäisyyksien ja tankojen ryhmytykset tulee olla sellaiset, että betoni voidaan valaa ja tiivistää tyydyttävästi niin, että riittävä tartunta saavutetaan. Rakenne tulee suunnitella siten, että se voidaan betonoida siirtämättä raudoitusta betonoinnin aikana.

Samansuuntaisten tankojen ja jänteiden vapaan välin tulee kaikkialla, myös jatkosten kohdalla, oltava vähintään suurin arvoista

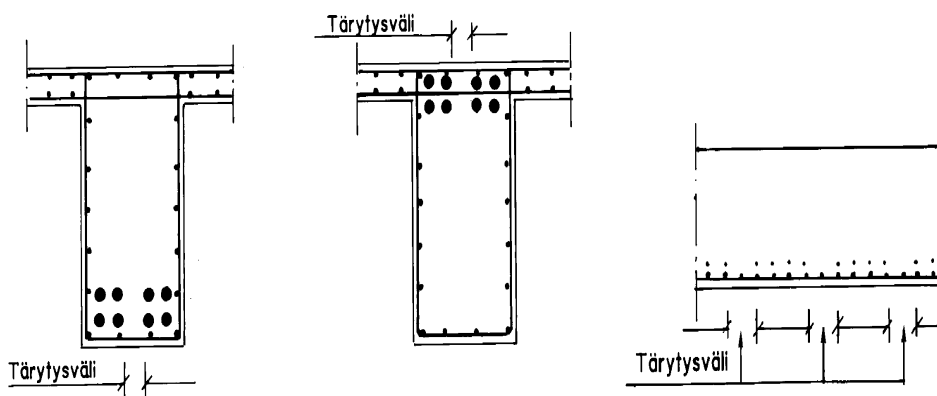
- kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm
- betoniterästangoilla ja ankkurijänteillä Φ_n
- tartuntajänteillä $2\Phi_n$.

Jänneraudoitteiden sijoittelussa noudatetaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.10.1 vaatimuksia. Jälkijännitettyjen jänteiden suojaputken keskiön tulee olla vähintään 170 mm rakenteen pinnasta, jossa on käytetty työteräksiä.

Vierekkäisten limijatkosten kohdalla vierekkäisiin jatkoksiin kuuluvien tankojen vapaan väli on vähintään $2\emptyset$.

Sauvatärytintä varten betoniraudoitus ja jänneraudoitus on järjestettävä ryhmittäin ja ryhmien väliin jätettävä riittävät tärytysvälit (kuva 8.1).

Korkeissa tiheästi raudoitetuissa rakenteissa on osoitettava aukot betonointiputkea varten.



Kuva 8.1 Tärytysvälit

Vedenalaisessa betonoinnissa raudoitustankojen vapaavälin tulee olla kaikkialla vähintään 100 mm. Rakenteen yläpinnan raudoitteen suunnittelussa on otettava huomioon betonointikaluston vaatimat valuaukot.

8.3 Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat

Tankojen taivutustelan vähimmäishalkaisijalle $\Phi_{m,min}$ käytetään seuraavia arvoja.

Tangon halkaisija	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
$\Phi \leq 10 \text{ mm}$	4Φ	24Φ
$10 < \Phi \leq 20 \text{ mm}$	5Φ	24Φ
$\Phi > 20 \text{ mm}$	7Φ	24Φ

Käytettäessä taulukon arvoja katsotaan, ettei taivutustelan halkaisija ole liian pieni raudoitteen tai betonin vahingoittumisen kannalta.

8.4 Pääraudoituksen ankkurointi

Harjatankojen ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} on

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.1)$$

missä

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd} \phi_n}{9 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}}$$

σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys

$\eta_1 = 1,0$, hyvät tartuntaolosuhteet
 0,7, muissa tapauksissa

f_{ctd} on betonin vetolujuus, jonka laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{132 - \phi_n}{100} \leq 1$$

Raudoitettangolla on hyvät tartuntaolosuhteet kun jokin seuraavista ehdoista toteutuu:

- Tangon ja vaakasuunnan välinen kulma on vähintään 45-astetta
- Tanko on enintään 250 mm etäisyydellä rakenteen alapinnasta
- Tanko ei sijaitse 300 mm etäisyydellä rakenteen yläpinnasta kun rakenteen paksuus on vähintään 600 mm.

α -kertoimet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 8.4.4. Kertoimelle α_1 suositellaan käytettävän aina arvoa 1,0. Yleensä voidaan käyttää myös muille α -kertoimille arvoa 1,0.

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo $l_{b,min}$:

vedolle:

$$l_{b,min} = \max \left\{ 0,3 l_{b,rqd} ; 10 \phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.2)$$

puristukselle:

$$l_{b,\min} = \max \left\{ 0,6l_{b,rqd} ; 10\phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.3)$$

Ankkurointipituus mitataan pitkin tangon keskiviivaa. Ankkurointikestävyyden voidaan olettaa kehittyvän lineaarisesti ankkurointipituuden matkalla.

Mikäli taivutuksen jälkeinen suoran osan pituus on alle $5\phi_n$, ei koukun tai taivutuksen osuutta saa hyödyntää ankkuroinnissa. Taivutukset ja koukut eivät paranna puristusvoiman ankkurointia.

Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi oletetaan 25 % leikkeissä vaikuttavien voimien yhteismäärästä.

8.5 Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi

Hakaraudoituksessa 12Φ koukulla katsotaan saavutettavan riittävä ankkurointikestävyys raudoitetangoilla A500HW. Koukun sisäreunassa on oltava poikittaistanko, jonka halkaisija on vähintään ankkuroitavan haan halkaisijan suuruinen.

Haka tehdään yleensä jatkamatta. Jos haka joudutaan jatkamaan limijatkoksella, jatkospituus määrätään vedetyn raudoituksen mukaan käyttäen arvoja $\eta_1=0,7$ ja $\alpha_6 = 1,4$. Hakaraudoituksen limijatkettavat raudoitetangot on sidottava sidelangalla toisiinsa jatkoksen päissä.

8.7 Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset

On vältettävä jatkosten sijoittamista kohtiin, joissa raudoituksen jännitystila on korkea.

Korkeintaan 50 % vedetyistä tangoista voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa. Vierekkäisiä tankoja ei saa jatkaa samassa poikkileikkauksessa.

Puristus- ja jakorautoitus voidaan jatkaa limijatkoksien samassa poikkileikkauksessa kunhan jatkosten vapaiden välien vaatimukset täyttyvät.

Jatkospituuden mitoitusarvo l_0 on

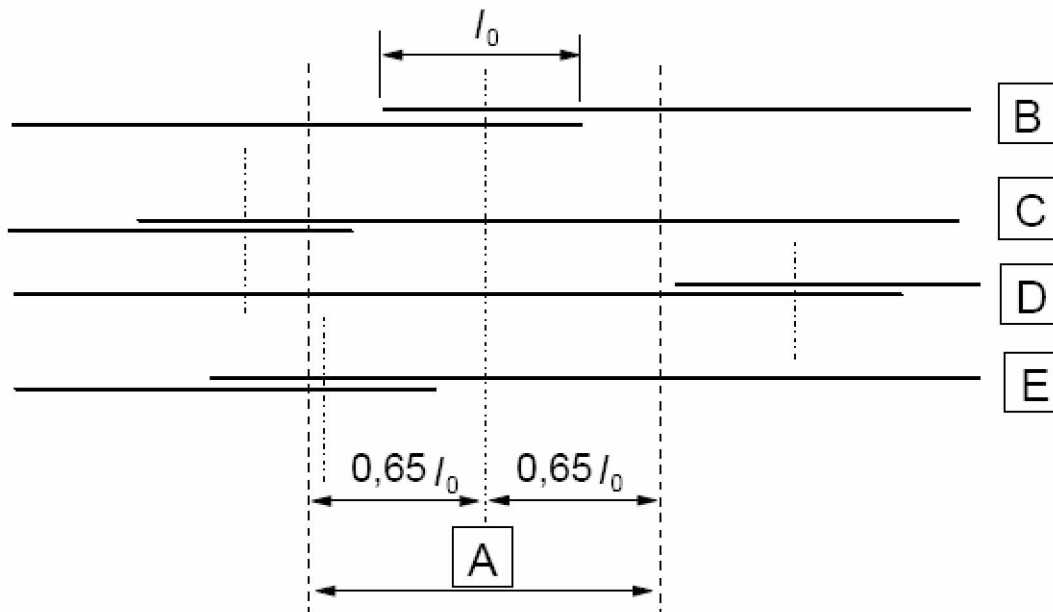
$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \quad (8.4)$$

,missä

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} \geq 1$$

$$l_{0,\min} = \max \left\{ 0,3\alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi_n ; 200 \text{ mm} \right\}$$

ρ_1 on samassa leikkauksessa jatkettun raudoituksen prosenttiosuus. Kuvassa 8.2 on esitetty periaate prosenttiosuuden laskemiselle.



Kuva 8.2 Raudoitetankojen jatkokset

Kuvan 8.2 esimerkissä raudoitetankojen B ja E jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa A, joten prosenttiosuus on 50 % ja $\alpha_6 \approx 1,41$.

Määritettäessä samassa poikkileikkauksessa jatkettavien raudoitetankojen osuutta voidaan jatkospituudelle l_0 käyttää arvoa ilman termiä α_6 .

Jos limijatkettavien tankojen välissä on vapaata tilaa, pitää tartuntapituutta l_0 kasvattaa 1,5 kertaa vapaan välin verran.

Muhvijatkosta jatketaan samassa poikkileikkauksessa korkeintaan 50 % ja jatkosten välillä on oltava vähintään jatkospituus l_0 ilman termiä α_6 .

Jos pilari perustetaan yksittäisen suurpaalun varaan, käytetään pilarin ja suurpaalun raudoitetankojen limityspituuden määrittämisessä kertoimelle α_6 arvoa 2,0.

8.9 Tankoniput

Niputettavien tankojen edellytetään olevan ominaisuuksiltaan samanlaisia. Tankojen halkaisijoiden suhde saa olla enintään 1,7.

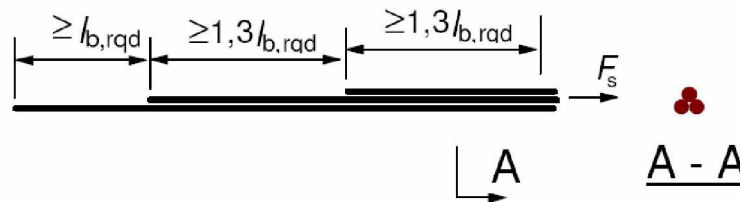
Mitoitettaessa nippu korvataan nimellisellä tangolla, jolla on sama poikkileikkausala ja painopiste kuin nipulla. Tangon ekvivalentti halkaisija lasketaan kaavasta

$$\phi_n = \sqrt{\sum \phi_i^2} \quad (8.5)$$

Nipussa saa olla korkeintaan 3 tankoa. Limijatkoksen kohdalla sallitaan 4 tankoa. Päällysrakenteessa suositellaan käytettävän korkeintaan 2 tangon nippuja.

Kaikki samansuuntaiset toisiinsa koskevat tangot katsotaan nipuiksi.

Kun tankoniput ankkuroidaan kuvan 8.3 mukaisesti, voidaan ankkurointipituutta lasettaessa käyttää yksittäisen tangon halkaisijan mitta.



Kuva 8.3 Nipussa olevien pitkälle alueelle porrastettujen tankojen ankkurointi

Vedetyt tankoniput, joiden ekvivalentti halkaisija on suurempi kuin 32 mm ja joita mitoituksellisesti hyödynnetään jo ankkurointipituuden matkalla tai heti sen jälkeen, on suositeltavaa porrastaa kuvan 8.3 mukaisesti.

8.10 Jänteet

Kaarevia jänteitä ei saa niputtaa päällekkäin kaarresäteen suunnassa. Kaarresäteen suunnassa jänteiden suojaputkien vapaan välin tulee olla suurempi arvoista $d/2$ ja 50 mm.

Jänteen betoniin kohdistama ohjausvoima ei saa ylittää betonin puristuskestävyyttä, eikä halkeilukestävyyttä. Tämän ehdon voidaan olettaa täyttyvän, jos käytetään varmennettujen käyttöselosteiden mukaisia sallittuja kaarevuussäteitä.

Jänneankkurin paikallisen puristuksen halkaisuvoimat on analysoitava sekä yksittäiselle ankkurille että ankkuriryhmälle pysty- ja vaakasuuntaan huomioon ottaen jännittämisjärjestys. Väliankkurin voima (imuvoima) on siirrettävä rakenteeseen raudoitettangoin.

Halkaisuraudoitusta tarvitaan, kun kuvan 8.4 suurin vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden $f_{ctk,0,05}(t)$. Kuvan 8.4 tapauksessa suurin esiintyvä vetojännitys saadaan seuraavasta kaavasta.

$$\sigma_{y \max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left(1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.6)$$

missä

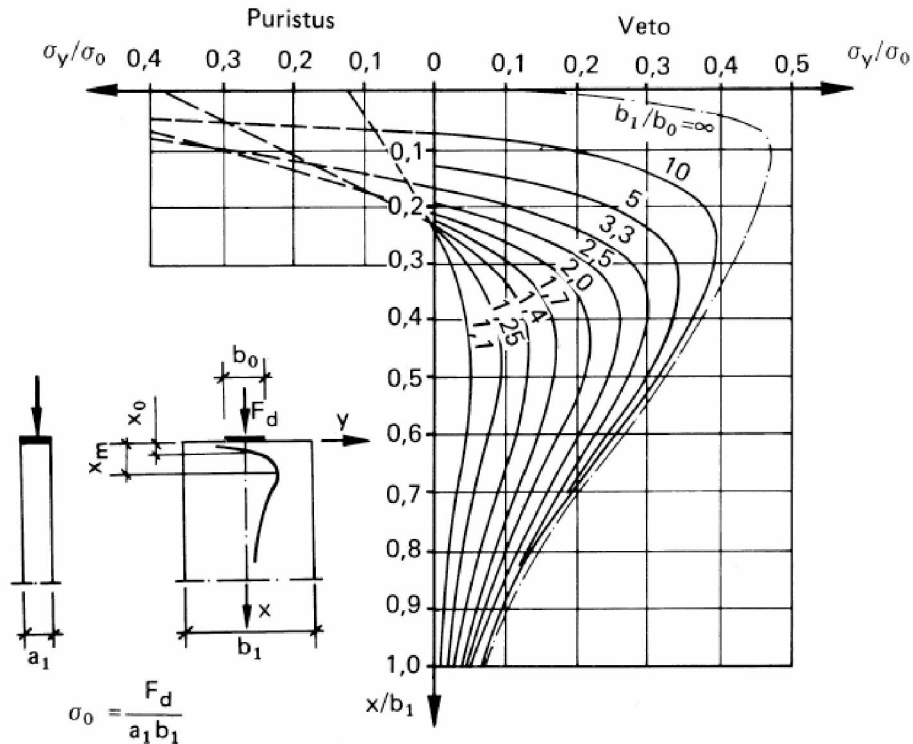
h on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

$$\sigma_0 = F_d / (D \cdot a_1)$$

F_d on puristusvoiman mitoitusarvo

D on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma saadaan seuraavasta kuvasta.



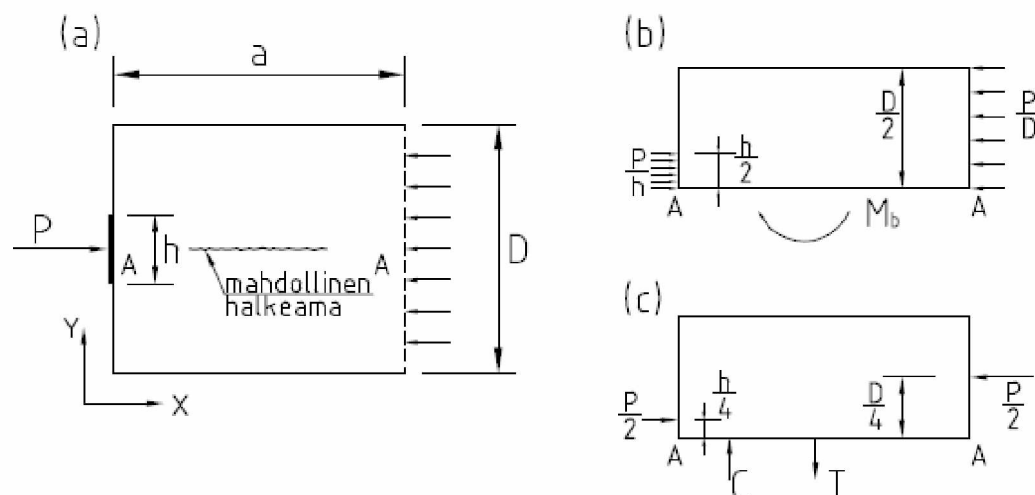
Kuva 8.4 Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma ($b_1 = D$ ja $b_0 = h$ edellisessä kaavassa)

8.10.1 Keskeinen ankkuri rakenneosan päässä

Paikallisen puristusjännityksen aiheuttama halkaisuvoima keskeisen puristusvoiman tapauksessa on:

$$T = \frac{F_d}{4} \left(1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.7)$$

Edellistä kaavaa vastaava vetovoiman arvo on johdettu seuraavan kuvan tasapainotilanteesta.



a) päätykappale, jossa yksi symmetrinen ankkuri

b) vapaakappalekuva

c) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa

Kuva 8.5 Voimien jakaantuminen keskeisen ankkurin tapauksessa

Jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on M_b . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan olettaa $0.5 \cdot D$. Tällöin vetoresultantti T voidaan laskea kaavasta:

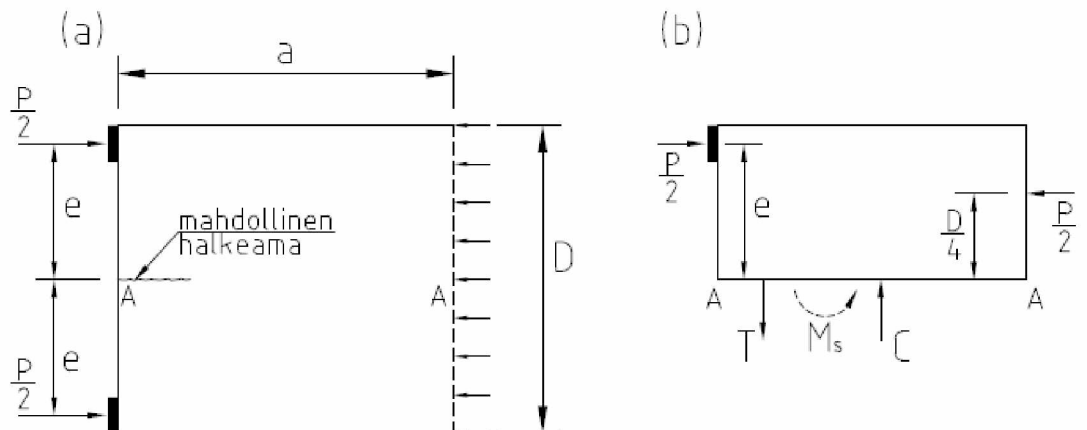
$$T = \frac{2M_b}{D} \quad (8.8)$$

jossa

$$M_b = \frac{F_d}{8} \left(1 - \frac{h}{D} \right)$$

8.10.2 Kaksi rakenneosan reunalla olevaa ankkuria

Seuraavan kuvan tapauksessa jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on M_s . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan olettaa $0.5 \cdot D$.



a) päätykappale, jossa kaksi symmetristä ankkuria

b) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa

Kuva 8.6 Voimien jakaantumien tapauksessa jossa on kaksi toisistaan kaukana olevaa ankkuria

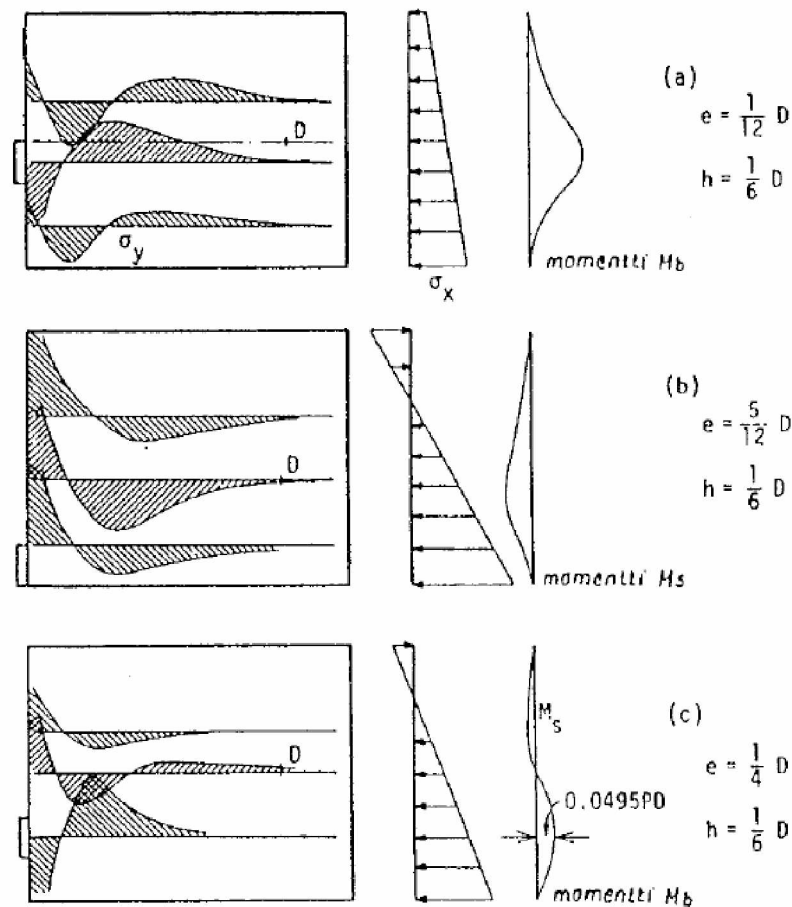
Vetoresultantti T voidaan laskea kaavasta:

$$T = \frac{2M_s}{D} \quad (8.9)$$

jossa

$$M_s = \frac{F_d}{2} \left(e - \frac{D}{4} \right)$$

Tapauksissa joissa on useita jänneankkureita useassa korkeusasemassa, voidaan käyttää ekvivalenttia palkkirakennetta, jolle edellä esitetyt momentit ratkaistaan, katso kuva 8.7.



Kuva 8.7 Ekvivalentti palkkirakenne halkaisumomenttien ratkaisussa

Laskennallisesti raudoitusintensiteetti sijaitsee $0.8 \cdot D$ matkalla. Raudoitusintensiteettiä jatketaan kuitenkin $1.2 \cdot D$ matkalle, poiketen teoreettisesta arvosta. Lisäksi rakenteeseen tulee sijoittaa jännemenetelmän vaatima rauditus (käyttöselosteen mukaisesti).

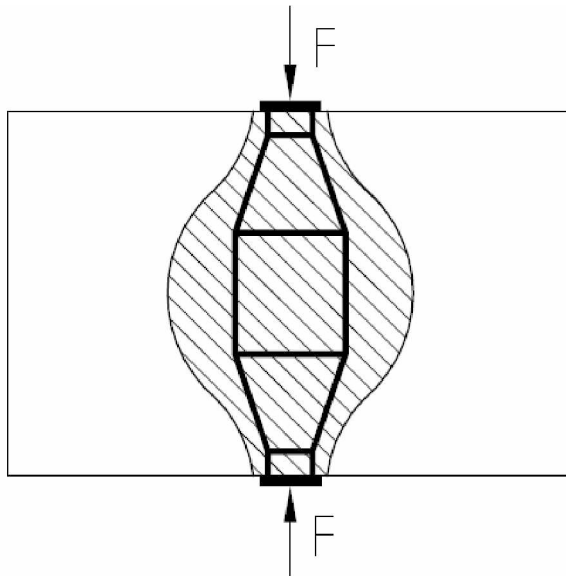
Raudoituksen ominaislujuutena f_{yk} käytetään korkeintaan arvoa 500 MPa. Ankkurointialueen halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkistaa, jos käytetään edellä esitettyä mitoistustapaa.

Lisäksi poikittaiset vetovoimat ankkurointitasossa (pintarauditus) voidaan ilman eri selvitystä olettaa seuraaviksi:

- $T = 0.03 \cdot F_d$ keskeisen ankkurin tapauksessa
- $T = 0.04 \cdot F_d$ epäkeskeisen ankkurin tapauksessa

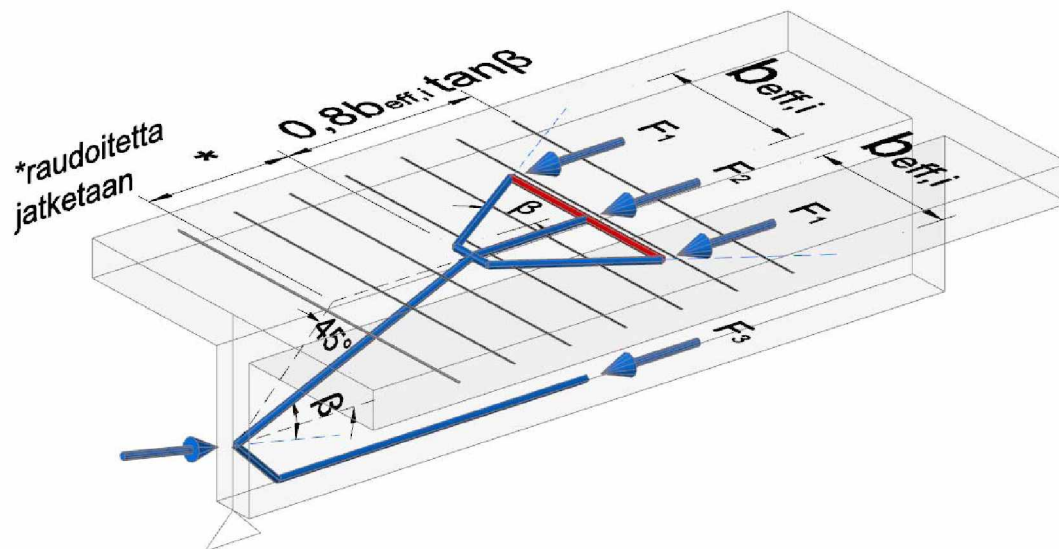
Arvioitaessa jännitetyn laattapalkin päissä ankkurista aiheutuvan jännevoiman ja kaantumista sillan poikkileikkaukselle, on laipan leikkautumistarkastelujen lisäksi varmistettava, että laipan pituussuuntainen rauditus on riittävä ottamaan myös laipan nurkka-alueen ja päätypalkin mukaan rakenteen kokonaistoimintaan.

Paikalliset halkaisuvoimat puristus kentässä, joka pääsee paikallisesti laajenemaan, voidaan huomioida EN 1992-1-1 kohdan 6.5.3 mukaan.



Kuva 8.8 Puristuskentän paikallinen laajeneminen.

Jännitetyn laattapalkin päässä alueella, jossa jännevoiman ankkurista aiheutuva normaalivoima jakaantuu koko poikkileikkaukseen, aiheutuu laattaan poikittaisia rasiuksia, joita voidaan arvioida ristikkomallin pohjalta. Ellei muuta osoiteta, normaali-voiman voidaan otaksua jakautuvan $\beta = 33,7^\circ$ kulmassa. Laskennallista vetovoimaa vastaava rauditus voidaan jakaa tasan matkalle $0,8b_{\text{eff},i}\tan\beta$. Valittu rauditusintensiiteetti suositellaan aloitettavan lähempää palkin päätä kuvan 8.9 mukaan.



Kuva 8.9 Ristikkoanalogia jännevoiman levittytymisestä ja poikittaisesta veto-voimasta.

Jänneryhmiä tulee olla sillan päällysrakenteessa vähintään 3 kpl/palkki ja 4 kpl/silta. Molemmista päistä jännitettävän raudoitteen enimmäispituus on 300 m. Yksittäisen jänneraudoitteen murtovoima saa olla enintään 4,0 MN.

9 Rakenneosien yksityiskohtien ja erityiset säännöt

9.1 Yleistä

Rakenteen sitkeyden takaamiseksi rakenteen molemmissa pinnoissa on oltava pääraudoitus, joka pystyy vastaanottamaan betonin halkeilukestävyyden mukaisen taivutusmomentin kyseisen pinnan suhteen. Jos tarkempia menetelmiä ei käytetä, on vähimmäisraudoitemäärä molemmissa pinnoissa

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad ; \quad 0,0013 * b_t * d \right\} \quad (9.1)$$

,missä b_t on tarkasteltavan pinnan leveys.

Lisäksi vedetyillä ja puristetuilla rakenteilla on pääraudoituksen määrän oltava vähintään

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 N_d}{f_{yd}} \quad ; \quad 0,002 A_c \right\} \quad (9.2)$$

Seinien, seinämäisten palkkien molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin on tasaisesti jaettava raudoitetta oltava vähintään 0,1 % A_c .

Jakoraudoitus on vähintään 20 % pääraudoituksesta.

Puristusraudoituksen enimmäismäärä on 0,04 A_c

Pääraudoituksen vähimmäishalkaisija on 16 mm. Pinnoissa, jotka ovat puristettuna tavallisella kuormitusyhdistelmällä, on pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija 12 mm. Jakoraudoituksen ja muun pintaraudoituksen vähimmäishalkaisija on 12 mm. Hakojen ja muiden raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 10 mm.

Pilareilla pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 20 mm.

Pääraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienempi arvoista 200 mm ja 0,75h. Tavallisella kuormitusyhdistelyllä puristetuissa pinnoissa enimmäisjakoväli on 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus). Jakoraudoituksen enimmäisjakoväli on 300 mm.

Alusrakenteiden näkymättömiin jäävissä pinnoissa joihin ei kohdistu suolarasituksia käytetään raudoitetankojen enimmäisjakovälinä 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

Pääraudoitusta ympäröivän hakaraudoituksen vähimmäismäärä on

$$A_{sv} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha, [A_{sv}] = m^2/m \quad (9.3)$$

Hakojen vähimmäismäärän vaatimus koskee palkkeja, pilareita ja rakenteita joissa hyödynnetään leikkausraudoitusta. Vinoja hakoja ei suositella käytettäväksi siltarakenteissa.

Pituussuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienin arvoista 400 ja 0,75d. Poikkisuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on 600 mm, lisäksi lävistysalueilla on poikkisuuntaan tarkistettava ehto 0,75d. Vääntöraudoitetuissa rakenteissa hakojen on oltava pystysuoria umpihakoja ja enimmäisjakoväli on pienin arvoista 200 mm tai väännetyin poikkileikkauksen lyhimmän sivun mitta.

Mitoituksessa hyödynnetty puristettu pääraudoitus sidotaan haoilla. Sidontaan käytettävien hakojen enimmäisjakoväli on 250 mm. Ne pääraudat, joiden etäisyys haan nurkasta on korkeintaan 20 kertaa haan halkaisija, katsotaan sidotuiksi. Sidontahaan vähimmäishalkaisija on suurempi arvoista 10 mm ja 0,25 kertaa suurin sidottava pääraudoitustangon ekvivalentti halkaisija.

Palkin kaikissa pinnoissa (molempiin suuntiin) raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 16 mm ja enimmäisjakoväli 200 mm.

Mikäli ei toisin edellä mainittu, muiden rakenneosien pinnoissa-raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

9.2 Palkit

Palkkeja ovat rakenneosat, joiden jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen korkeus ja palkkiosan leveys b_w on korkeintaan 4 kertaa tehollinen korkeus d . Jos $b_w/d > 3$, tulee rakenneosalle tehdä lävistystarkastelu.

Jatkuvien laipallisten palkkien välituilla poikkileikkauksen vetöraudoitus jaetaan laipan toimivalle leveydelle.

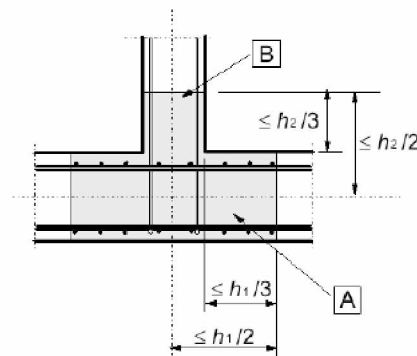
Umpinainen vääntöhaka katsotaan muodostuvan myös koukkuhaoista ja poikittaisesta raudoituksesta jolloin poikittaisen raudoituksen mitoituksessa tulee ottaa huomioon myös väännöstä aiheutuva vetorasitus. Koukkuhaat tulee ankkuroida hakaan nähden poikittaiseen (sillan pituussuuntaiseen) raudoitukseen.

Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta viedään tuille vähintään 50 %.

Vaatimukset reunapalkille on esitetty liitteessä 4.

9.2.1 Ripustusraudoitus

Kun palkki tukeutuu toisen palkin alapintaan tai kylkeen, on käytettävä ripustusraudoitusta ripustettavalle tukireaktiolle. Tämä raudoitus lisätään muuhun raudoitukseen. Ripustusraudoitus muodostetaan haoista, jotka sijoitetaan kuvan 9.1 esittämälle alueelle.



A palkin B tukena oleva palkki, jonka korkeus on h_1 B ripustettava palkki, jonka korkeus on h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Kuva 9.1 Ripustusraudoituksen sijoittaminen palkin leikkausalueelle (tasopiirros)

9.3 Laatat

Laattoja ovat mm. rakenteet, joiden mitat b ja l_{eff} ovat vähintään $3h$.

Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta vietään tuille vähintään 50 %.

Käytettäessä laatta kevennysputkia on betonoinnin onnistumiseksi niiden etäisyyden laatan alapinnasta oltava vähintään 250 ja yläpinnassa 200 mm.

9.5 Pilarit

Pilareita ovat puristetut rakenteet. Suorakaiteen muotoisilla pilareilla poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta.

Pilarin poikkileikkauksen jokaiseen kulmaan sijoitetaan vähintään yksi raudoitetanko. Pyöreään pilariin sijoitetaan vähintään 6 raudoitetankoa.

Kierrehaka aloitetaan ja päätetään ehjään kierrokseen ilman kierteen nousua

Hakaraudoituksen enimmäisjakoväli on 250 mm. Limijatkosten kohdalla, päätankojen suunnan muutokohdissa sekä pilarin päissä enimmäisjakoväli on 150 mm.

Pilarimaiset välituet mitoitetaan murtorajatilassa ulkoisten kuormien lisäksi myös muodonmuutoskuormista aiheutuville pakkovoimille.

Laakeroidun pilarin yläpää mitoitetaan halkaisuvoimalle.

Vedenalaisena valettavan pilarin kestävyys laskennassa toimivaa betonia oletetaan olevan korkeintaan 50 mm raudoituksen ulkopuolella.

9.6 Seinät

Seinä on puristettu rakenne, jonka pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4.

Pystyraudoituksen määrän ylittäessä arvon $0,02 A_c$ sidotaan raudoitus haoilla kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti. Raudoituksen enimmäismäärä on $0,04 A_c$.

Kun puristettu pääraudoitus sijoitetaan pintaan (poikittaisraudoituksen ulkopuolelle), sidotaan pääraudoitus kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti.

Jos seinämäinen pitkänomainen tuki valetaan jäykästi kiinni perustukseen tai kalliioon, on kutistuminen otettava huomioon vaakaraudoitteen mitoittamisessa halkeamakoon rajoittamiseksi.

9.7 Seinämäiset palkit

Seinämäisiä palkkeja ovat rakenteet joiden jännemitta on pienempi kuin 3 kertaa korkeus. Seinämäisen palkin kenttäraudoitus ankkuroidaan kokonaisuudessaan tuelle.

9.8 Perustukset

Paaluhatun pääraudoituksen ankkurointia suunniteltaessa on huomioitava mittapoikkeamien mahdollinen toteutuminen. Paalusta tulevan tukireaktion voidaan olettaa jakautuvan 45° kulmissa paalun reunasta.

EN 1992-2 kohtaa 9.8.1 (103) ei sovelleta.

Paalujen on ulottuva betonirakenteeseen vähintään 50 mm matkan.

9.9 Epäjatkuvuusalueet

Taivutettujen nurkkien suunnittelussa käytettävä erityistä huolellisuutta tarvittavan taivutuskestävyyden takaamiseksi ja liiallisen halkeilun välttämiseksi.

Ellei tarkemmin analysoida, käytetään vedetyissä sisänurkissa vinoa lisäraudoitetta, jonka vetokestävyys on vähintään 50 % sisäpinnan raudoitteessa esiintyvistä veto-voimasta. Rakennepaksuuden ollessa yli 450 mm käytetään sisänurkassa lisäviistettä $> 100 \times 100$ mm.

Eurokoodiin liitteet

Liite A:	Opastava
Liite B:	Opastava
Liite C:	Velvoittava
Liite D:	Opastava
Liite E:	Opastava
Liite F:	Opastava
Liite G:	Opastava
Liite H:	Ei käytetä silloille
Liite I:	Opastava
Liite J:	Opastava. Kohtia J.2 ja J.104.2 ei käytetä
Liite KK	Opastava
Liite LL	Opastava
Liite MM	Opastava
Liite NN	Opastava
Liite OO	Opastava
Liite PP	Opastava
Liite QQ	Opastava

Kutistuman ja viruman laskenta

Kutistuman laskenta

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (0.1)$$

missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma

ε_{ca} on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma.

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta 0.2.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (0.2)$$

missä

k_h on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0 alla olevan taulukon mukaisesti. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 1,55 \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] \cdot 10^{-6}$$

joissa edelleen

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina

t_s on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkaessa, tavallisesti jälkihoitoajan pituus.

$h_0 = 2A_c/u$ on poikkileikkauksen muunnettu paksuus (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen")

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 4 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 6 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0,12 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0,11 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

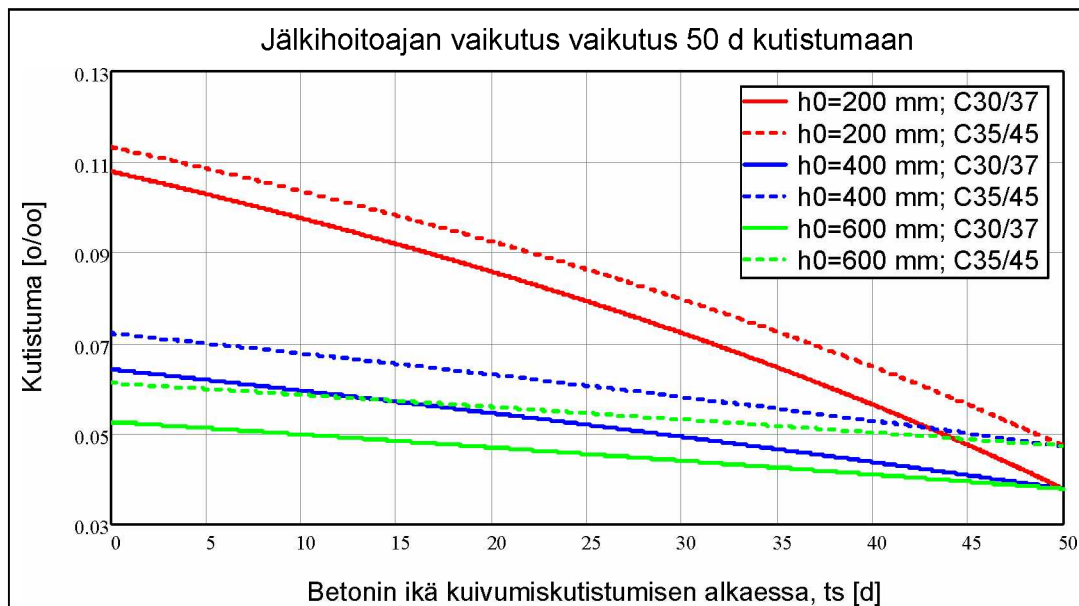
Sisäinen kutistuma lasketaan kaavalla 0.3.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2,5(f_{ck} - 10 \text{ MPa}) \cdot 10^{-6} \quad (0.3)$$

missä

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}}$$

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu jälkihoitoajan vaikutusta 50 d ikäisen betonin kutistumaan. Loppukutistuman arvoon jälkihoitoajalla ei ole vaikutusta.



Kuva 0.1 Jälkihoitoajan vaikutus kokonaiskutistumaan muunnetuilla paksuuksilla 200–600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45, $t=50d$, $RH=80\%$, sementtityyppi N

Virumaluvun laskenta

Virumaluku lasketaan kaavalla 0.4.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (0.4)$$

missä

φ_0 on nimellinen virumaluku, joka lasketaan kaavalla 0.5.

Eurokoodin sovellusohje**Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 5.11.2010**

$\beta_c(t, t_0)$ on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen ja joka lasketaan kaavalla 0.6.

Nimellinen virumaluku saadaan kaavasta:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (0.5)$$

missä

$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$ on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin

$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$ on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajankohdan t_0 vaikutus

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

$h_0 = 2A_c/u$ on poikkileikkauksen muunnettu paksuus (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen")

$$\alpha_1 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,7} \text{ ja } \alpha_2 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

Kaavassa 0.4 esiintyvä kerroin, joka ottaa huomioon virumisen kehittymisen ajan myötä, lasketaan kaavalla 0.6.

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (0.6)$$

missä

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

$$\alpha_3 = \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Sementin tyyppin vaikutus virumalukuun voidaan ottaa huomioon käyttämällä kaavassa 0.5 esiintyvän kertoimen $\beta(t_0)$ terminä t_0 arvoa 0.7.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (0.7)$$

missä

$t_{0,T}$ on betonin (tarvittaessa) lämpötilakorjattu ikä kuormitushetkellä. Lämpötilakorjaus tehdään tarvittaessa kaavalla 0.8.

$$\alpha = \begin{cases} -1 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 1 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

Korkean tai matalan lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80°C voidaan ottaa huomioon käyttämällä suureen t tilalla vastaavissa yhtälöissä lämpötilakorjattua betonin ikää 0.8.

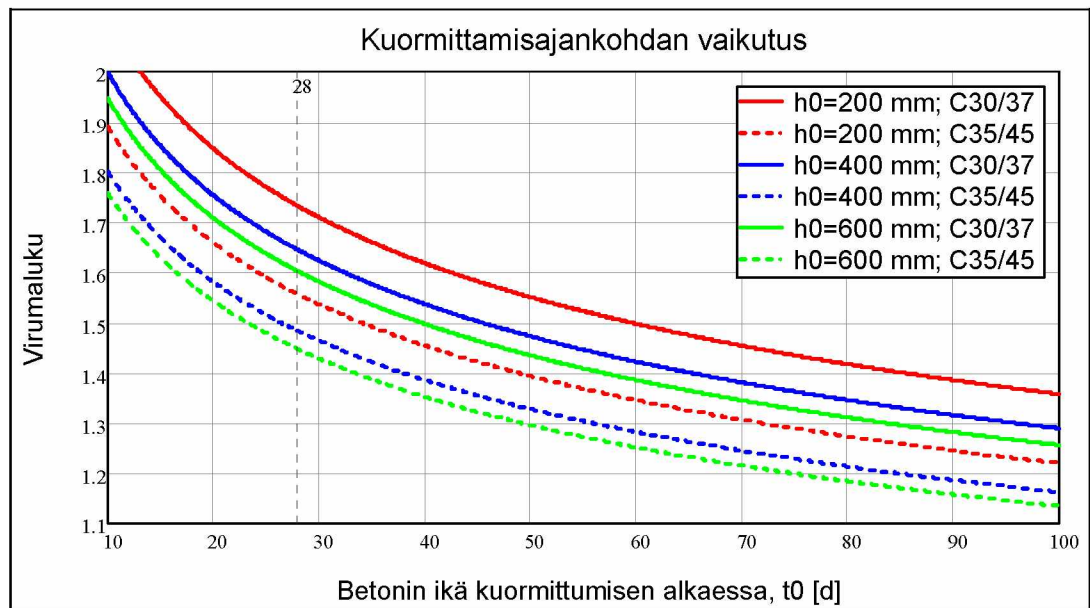
$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad (0.8)$$

missä

$T(\Delta t_i)$ on lämpötila [°C] aikavälillä Δt_i

Δt_i on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa T .

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu kuormittamisen alkuaikajankohdan vaikutusta virumaluvun loppuarvoon.



Kuva O. 2 Kuormittamisajankohdan vaikutus virumaluvun loppuarvoon muunnetuilla paksuuksilla 200-600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45, $t = \infty$, $RH = 80\%$, sementtityyppi N

Ankkurointi- ja limijatkospituudet

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet $f_{yk}=500$ MPa.

Toteutusluokka 3. Hyvät tartuntaolosuhteet. Betoni peite vähintään 35 mm

Harjatankojen vapaaväli vähintään 70 mm

		Betoni n l u j u u s f_{ck}							
Ø		25	30	35	40	45	50	55	60
2	10	270	240	220	200	180	170	170	160
	10	420	380	340	310	290	270	260	250
	10	560	500	450	410	380	360	340	330
2	12	330	290	260	240	220	210	200	200
	12	550	480	440	400	370	350	330	320
	12	710	630	570	520	480	450	440	420
2	16	500	450	400	370	340	320	310	300
	16	790	700	640	580	540	500	490	470
	16	1020	900	810	740	690	640	620	600
2	20	680	600	540	500	460	430	420	400
	20	1040	920	830	760	710	660	640	620
	20	1350	1200	1080	990	920	850	830	800
2	25	900	800	720	660	610	570	550	530
	25	1390	1240	1120	1020	940	880	850	820
	25	1860	1650	1490	1360	1260	1170	1130	1100
2	32	1200	1070	960	880	810	760	730	710
	32	1990	1760	1590	1450	1340	1250	1210	1170
	32	2750	2440	2200	2010	1860	1740	1680	1620

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet $f_{yk}=500$ MPa.

Toteutusluokka 2. Hyvät tartuntaolosuhteet. Betoni peite vähintään 50 mm

Harjatankojen vapaaväli vähintään 100 mm

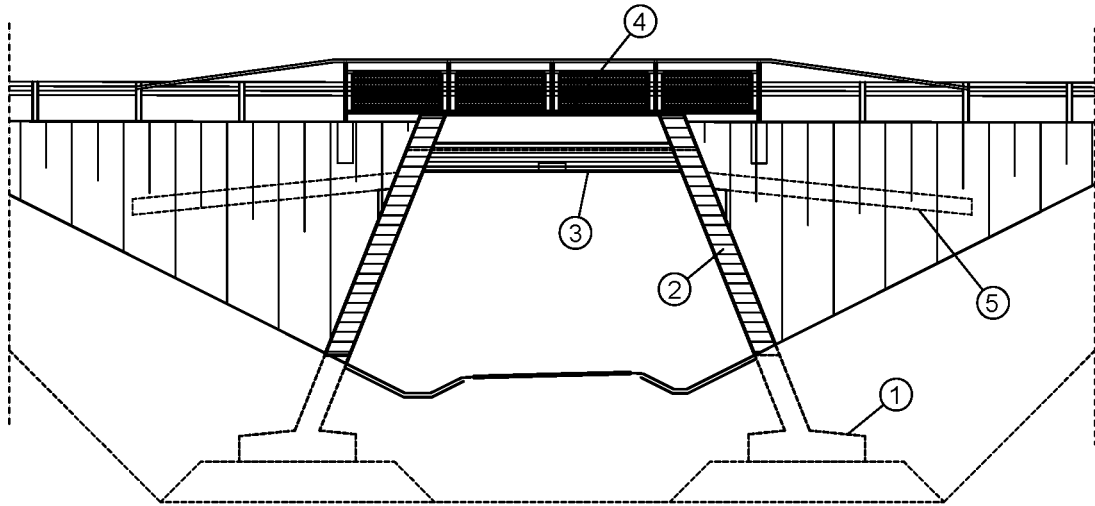
		Betoni n l u j u u s f_{ck}	
Ø		25	30
2	10	290	260
	10	400	360
	10	510	450
2	12	340	310
	12	490	430
	12	670	590
2	16	460	410
	16	750	670
	16	990	880
2	20	630	560
	20	1020	900
	20	1350	1190
2	25	860	760
	25	1390	1230
	25	1930	1710
2	32	1190	1050
	32	2080	1840
	32	2930	2590

Huonoissa tartuntaolosuhteissa ankkurointipituudet kerrotaan luvulla 1,43 (1/0,7). Taulukoiden arvoissa on hyödynnetty α_2 -kerrointa. Limijatkospituus saadaan kertomalla ankkurointipituus alla olevan taulukon kertoimella α_6 .

Limijatkettavien osuus	α_6
25 %	1.00
33.3 %	1.15
50 %	1.41
66.6 %	1.63
75 %	1.73
100 %	2.00

Limijatkoksissa harjatankojen vapaaväli mitataan jatkoksen kohdalta.

Rakenneosien rasitusluokkia



Kuva O.1 Kehäsilta

1) Peruslaatta

- Ro07, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan
- Ro07, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
- Ro03, R4 muutoin

2) Kehän jalat ja siivet

- Maata vasten olevat ulkopinnat
 - Ro12, R1 / R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
 - Ro10, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen alueella
 - Ro10, R4 muutoin
- Siipien sisäpinnat ja yläpinnat
 - Ro11, R1 / R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan
 - Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
 - Ro10, R4 muutoin
- Jalkojen sisäpinnat
 - Ro11, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan
 - Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
 - Ro10, R4 muutoin

3) Kansilaatta

- Alapinta
 - Ro21, R3, meren suolasumurasituksen alueella
 - Ro20, R4 muutoin
- Yläpinta (vedeneristeen alla)
 - Ro20, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan
 - Ro20, R4 muutoin
- Kylki

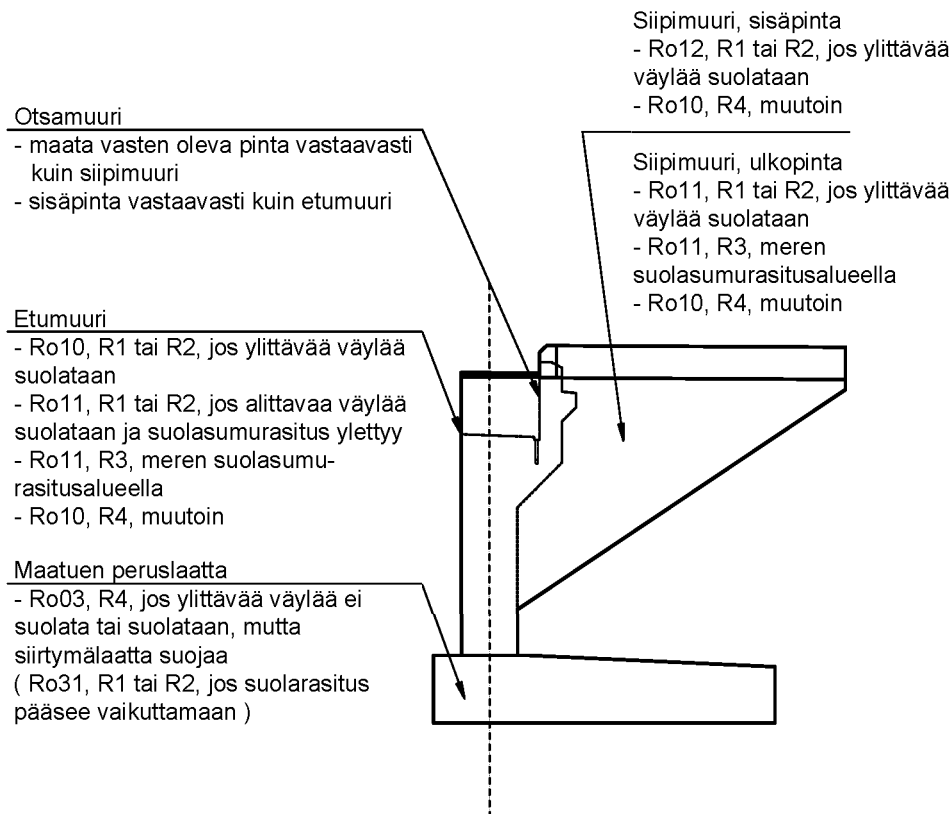
- Ro21, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan ja kylki pystyssä tai kaltevuus >1:3
- muutoin kuten alapinta

4) Reunapalkki

- Ro22, R1 - R4 (ulkokylkeen voi vaikuttaa myös alittavan väylän suolaus)

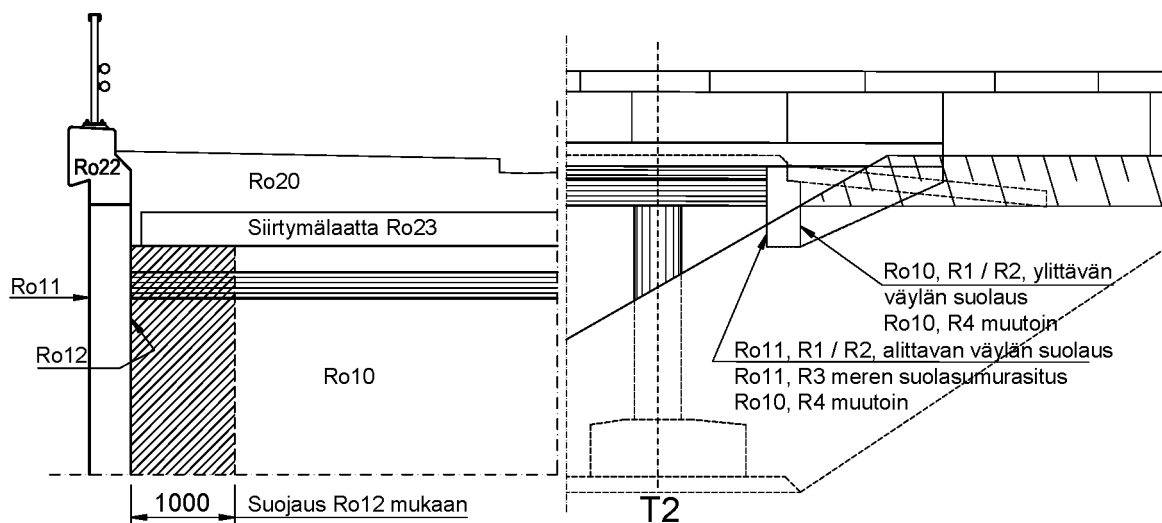
5) Siirtymälaatta

- Ro23, R1 / R2 / R4

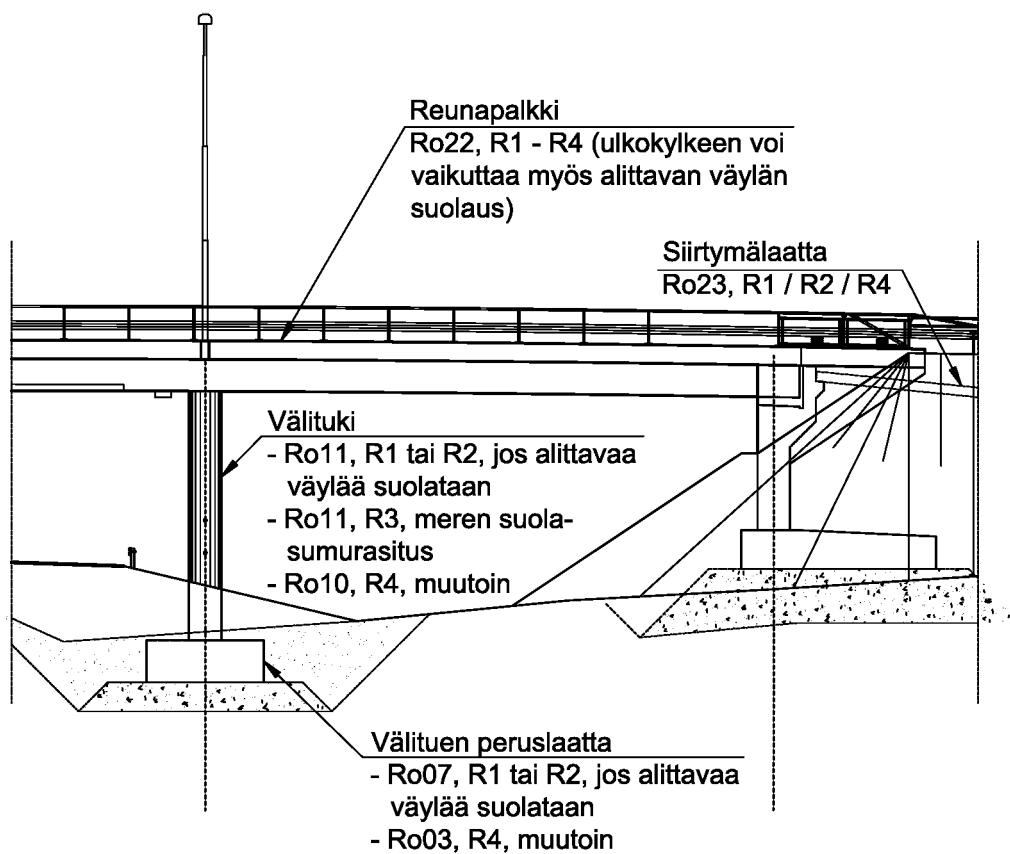


Kuva0.2

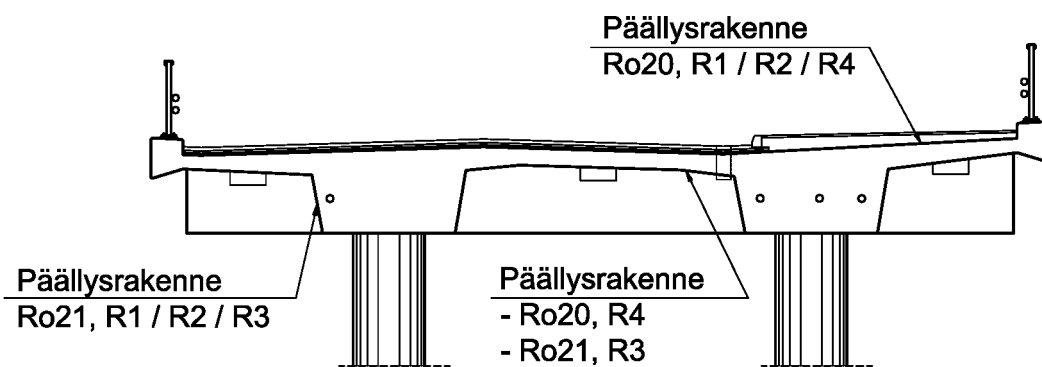
Maatuki



Kuva 0.3 Päätypalkki tai maatuen otsamuuri



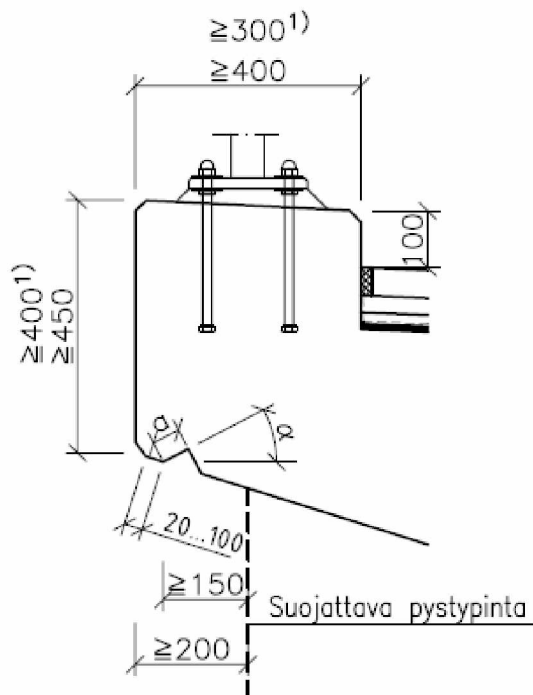
Kuva 0.4 Välituki, reunapalkki ja siirtymälaatta



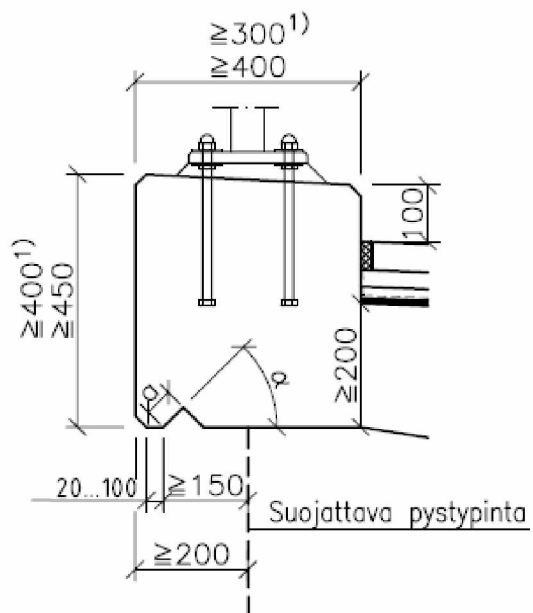
Kuva 0.5 Laattapalkkirakenne

Reunapalkki

Reunapalkin vähimmäismitat ja muotoiluperiaatteet on esitetty alla. Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisäänpäin. Kaltevuus on vähintään 1:20.

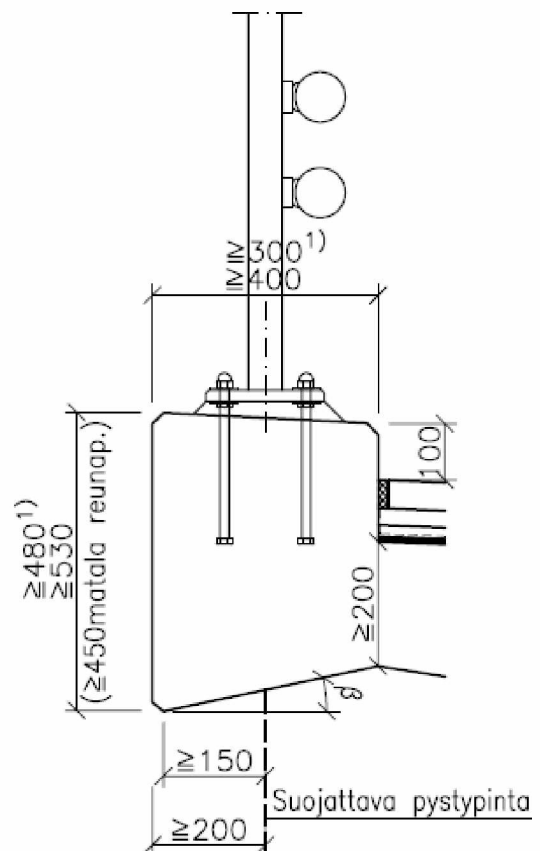


Reunapalkin yläpinnan kaltevuus vähintään 1:20



TIPPU-URAN VÄHIMMÄISKOKO

$\alpha = 18^\circ$	$a \geq 50\text{mm}$
$\alpha \geq 35^\circ$	$a \geq 30\text{mm}$
Väliarvot voidaan interpoloida	
Jos $\beta \geq 15^\circ$, tippu-uraa ei tarvita	



1) Kevyen liikenteen sillat

Reunapalkin raudoitteen täytettävä seuraavat ehdot:

- Reunapalkissa on umpihaat, joiden halkaisija on vähintään 8 mm ja jakoväli enintään 200 mm.
- Raudoitteen halkaisija on vähintään 16 mm.
- Reunapalkin yläpinnassa on vähintään 4 tankoa, joiden jakoväli on enintään 150 mm. Reunapalkin leveyden ollessa alle 400 mm riittää 3 tankoa.
- Reunapalkin muissa pinnoissa raudoitetankojen jakoväli on enintään 200 mm.
- Reunapalkin hakaraidoituksen jokaisessa nurkassa on pituussuuntainen raudoitetanko.

Jos reunapalkki suunnitellaan valettavaksi jälkivaluna, otetaan sen raudoituksessa huomioon kansilaatan ja reunapalkin kutistumaero.

Reunapalkin valinnassa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Risteyssiltoihin, alikulkukäytäviin ja rautatien ylittäviin siltoihin tulee korkea reunapalkki.
- Vesistösiltojen reunapalkki voi olla tapauskohtaisesti korkea tai matala. Korkean reunapalkin tarve määritellään sillan tuotevaatimuksissa esimerkiksi ympäristösyistä.
- Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisäänpäin. Kaltevuus on vähintään 1:20.

Reunapalkin muoto- ja käyryysvaatimuksia voidaan tiukentaa siltakohtaisesti mm. siltapaikkaluokan mukaan.

Kaidepylvään ja reunapalkin kiinnittyminen päällysrakenteeseen varmistetaan onnettomuusrajatilan törmäyskuormalle. Kansilaatasta reunapalkkiin ulottuvien poikittaisen raudoituksen enimmäisetäisyys reunapalkin ulkoreunasta on 50 mm, jotta uusittava reunapalkki pystytään riittävästi ankkuroimaan.

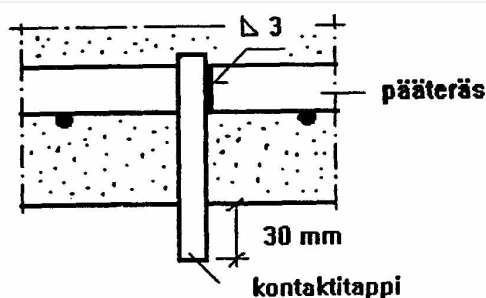
Kontaktitapit

1. Kontaktitapit

Betonirakenteisiin asennetaan raudoituksen yhteydessä kontaktitapit sähkökemiallisia mittauksia varten. Kontaktitapit esitetään suunnitelmissa, eikä viittauksia yksinomaan Infaryl:iin hyväksyttyä. Mittapiirustuksissa esitetään kontaktitappien sijoitus joko piirrettynä tai tekstimuodossa.

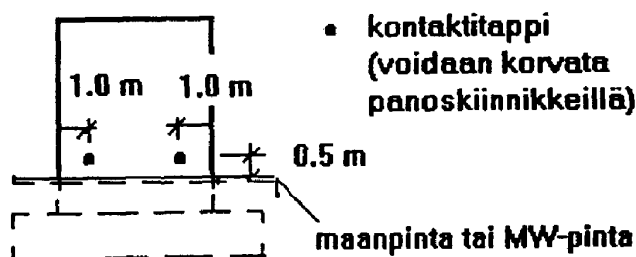
Jokaiseen rakenneosaan asennetaan vähintään kaksi kontaktitappia. Tappien suurin sallittu välimatka on 30 metriä. Kontaktitappeina voidaan käyttää myös panoskiinnikkeitä, jos ne on hitsattu pääraudoitteisiin. Määräluettelossa ilmoitetaan tappien kapalemäärä.

Tappeina käytetään 12 mm kuumasinkittyä hitsattavaa betonitankoa (A500HW tai B500B). Tappien ulkonema rakenteen pinnasta on 30 mm. Tapit hitsataan lähinnä pintaa oleviin pääraudoitteisiin. Sinkitys poistetaan tapista hitsausalueelta.

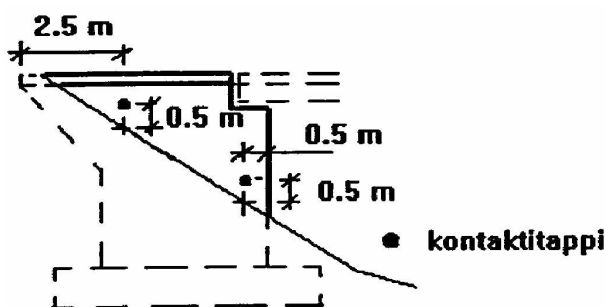


2. Kontaktitappien sijoitus

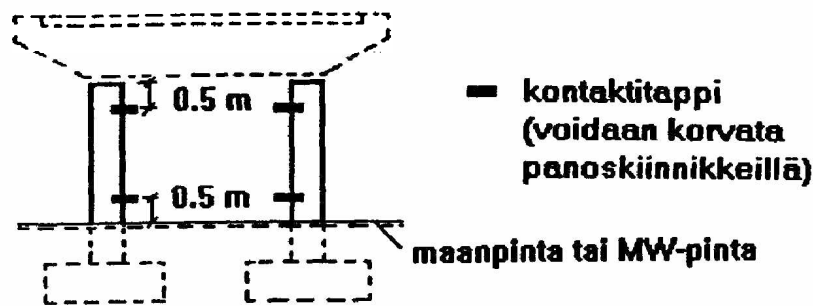
2.1 Maatuen etumuri, kehän jalka ja seinämäinen välituki



2.2 Siipimuri

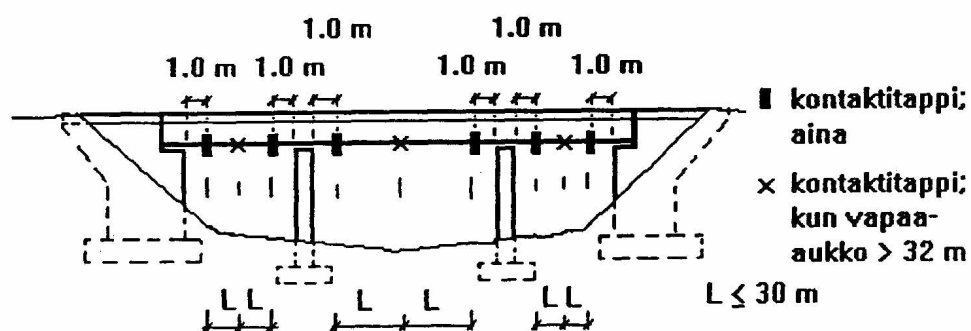


2.3 Pilarituki

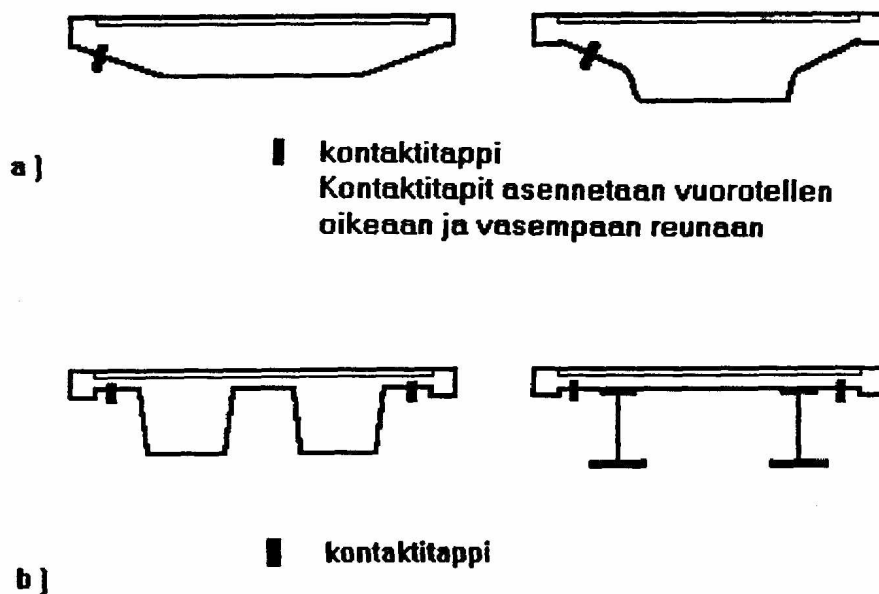


2.4 Päällysrakenne

Sillan pituussuunnassa



Sillan poikkisuunnassa



2.5 Sijoitus päällysrakenteen elementteihin

Elementtirakenteisessa päällysrakenteessa kontaktitappit sijoitetaan reunimmaisiiin elementteihin sillan molemmilla reunoilla sekä sillan keskilinjalla tai lähellä keskilinjaa oleviin elementteihin. Jako pituussuunnassa kohdan 2.4 mukaan.

Myös kansilaattaan sijoitetaan kontaktitappit kohdan 2.4 a mukaan.

Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

1. Yleistä

Tässä liitteessä käsitellään kaarevan betonisen palkkisillan erityispiirteitä ja suunnittelussa huomioon otettavia asioita. Vääntö on ilmiö, joka vaatii kaarevassa sillassa huomiota. Sillan jännittäminen aiheuttaa vielä lisää vääntöä, jota on erityisesti tarkasteltava.

2. Vääntöä aiheuttavat tekijät kaarevassa sillassa

2.1 Kuormitus

- a) Sillan poikkisuunnassa epäkeskeinen kuorma
- b) Voimasuureiden vuorovaikutus: taivutusmomentti aiheuttaa vääntöä
- c) Jännevoima
 - vääntökeskiöön nähden epäkeskeinen ohjausvoima
 - pakkomomentti ($m_t = MP/r$)
 - ankkurivoimat

2.2 Rakenteelliset syyt

- a) Päällysrakenteen vaikutus

epäsymmetrinen poikkileikkaus
(painopiste ja vääntökeskiö eivät ole samassa pystytasossa)

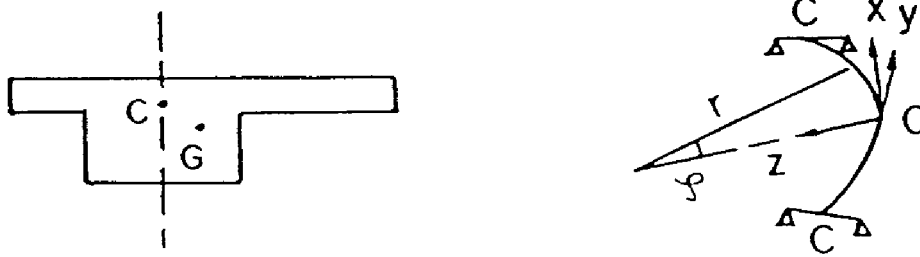
- poikkipalkit, ramppiliittymät tms.
- leveä silta (massaa on enemmän ulko- kuin sisäreunalla)

- b) Tukien ja laakeroinnin vaikutus

- epäkeskeinen tuenta
- laakeriohjaimilla pakotettu liikesuunta kutistumis- ja lämpöliikkeille

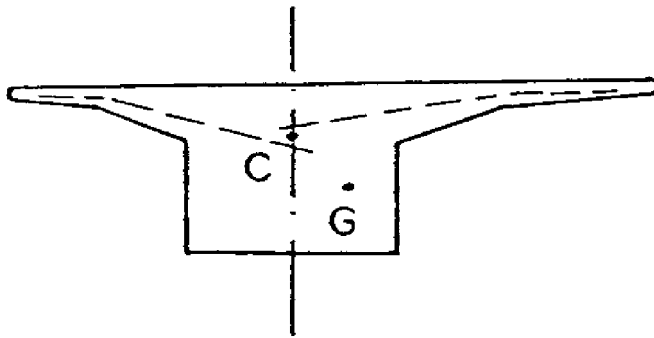
3. Rakenteesta aiheutuva vääntö

Tarkastelun perustana on vaakatasossa kaareva laattapalkkisilta. Palkki on laakeroitu siten, että vääntömomenttitasapaino on mahdollinen, ts. ainakin sillan päissä on vääntöjäykkä laakerointi (kuva 0.1).



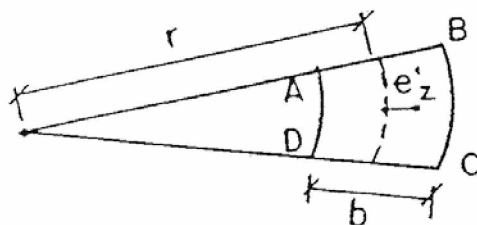
Kuva 0.1

Poikkileikkauksen vääntökeskiön aseman täsmällinen määrittäminen paksuseinäisessä poikkileikkauksessa on työläs tehtävä. Riittävällä tarkkuudella voidaan kuitenkin olettaa, että se sijaitsee uuman keskilinjän ja laattaalokkeiden keskilinjöiden jatkeiden leikkauspisteessä. Jos leikkauspisteet eivät yhdy, käytetään niiden keskiarvoa. Keskilinjoja määritettäessä otetaan laattojen viisteet huomioon (kuva 0.2).



Kuva 0.2

Jos laattaalokkeet ovat eripituiset, sijaitsee poikkileikkauksen painopiste G uuman keskitason ulkopuolella. Siitä aiheutuu rakenteelle pysyvä vääntö-kuormitus $t_g = g_{ez}$ (kuvat 0.2 ja 0.3).



$$e'_z = \frac{b^2}{12r}$$

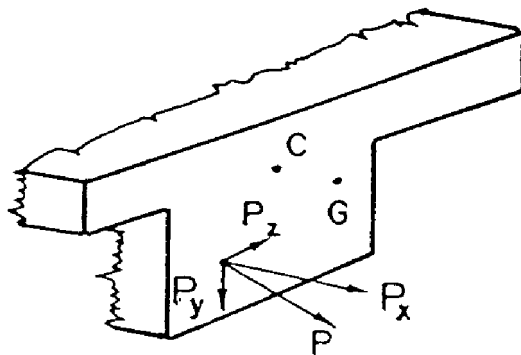
Kuva 0.3

Sillan kaarevuussäteen ollessa pieni, korostuu poikkileikkauksen leveyden vaikutus. Suunnikkaan ABCD painopiste sijaitsee etäisyydellä e'_z leveysmitan keskikohdasta. Tämä lisäepäkeskeisyys lasketaan erikseen kansilaatan ja uuman osalta ja lisätään e_z -arvoon (kuva 0.3).

Sillan poikkisuunnassa leveä tuki pysäyttää vääntömomentin siten että jatkuvassakin sillassa väännön vaikutusta voidaan käsitellä kentittäin. Jos välituki on hoikka pilari tai joka suuntaisen kiertymisen salliva laakeri, on palkin jatkuvuus otettava huomioon.

4. Jännevoiman vaikutukset kaarevaan palkkiin.

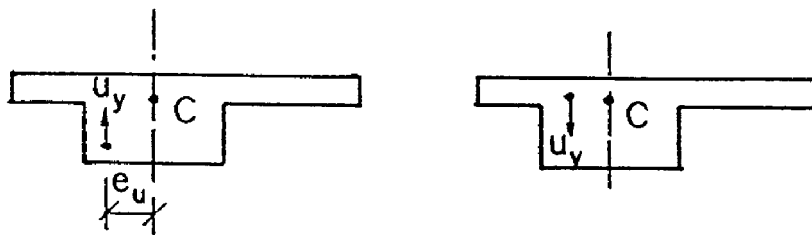
Jännevoima P on tavallisesti usean jänteen resultanttivoima ja sillä on yleisessä tapauksessa komponentti kunkin koordinaattiakselin suunnassa P_x , P_y ja P_z . Kuten suorassa palkissa, voidaan yleensä riittävällä tarkkuudella olettaa, että $P_x = P$, $P_y = P \sin \alpha$, jossa α on vaakatason ja jänteen välinen kulma., ja $P_z = P \sin \beta$, jossa β on kulma jänteen ja sillalinjan tangentin määräämän pystytason välillä (kuva 0.4).



Kuva 0.4

Ohjausvoima vaikuttaa jänteen kaarevuuden keskipisteeseen päin. u_y ja u_z ovat ohjausvoiman komponentit sillan pysty- ja vaakasuuntaan. Jos jännegeometria pystysuunnassa on nimenomaan paraabeli, on ohjausvoima

$$u_{yi} = \frac{8P_i f_i}{l_i^2} \quad (0.1)$$

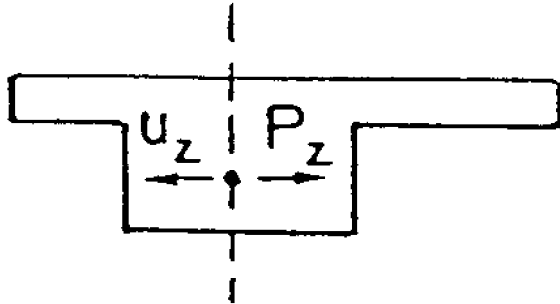


Kuva 0.5

Kaarevassa sillassa pystysuuntainen ohjausvoima voidaan laskea erikseen ottaen huomioon kunkin jänteen koveran osan pituus l_i ja nuolikorkeus f_i . Sisäkaarteiden puoleiset jänneet ovat lyhyempiä kuin ulkokaarteiden puolella sijaitsevat. Tästä johtuen ohjausvoimaresultantti ei yleensä vaikuta jännevoimaresultantin P kanssa samassa pystytasossa ja rakenteeseen syntyy vääntöä.

Vääntöä voi syntyä myös ankkurivoimien pystykomponentin ja mahdollisen pakko-vääntötilan kautta.

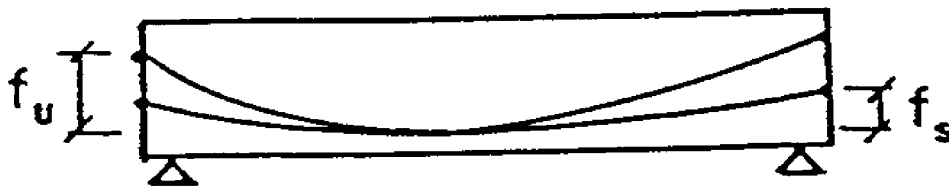
Palkin vaakakaarevuudesta johtuva jänteen vaakasuuntainen ohjausvoima u_z vaikuttaa jänteen kohdalla ja suuntautuu kohti sillan vaakakaarevuuden keskipistettä (kuva 0.6).



Kuva 0.6

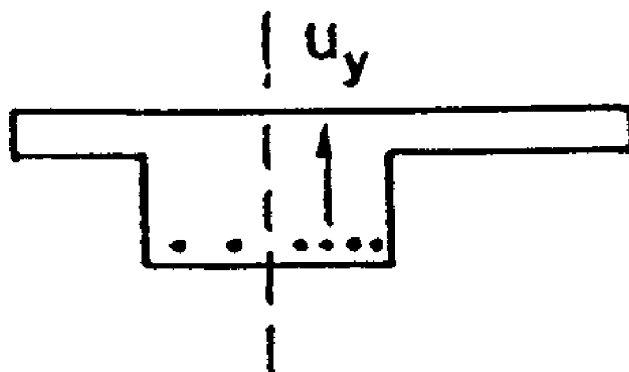
Se on yhtä suuri, mutta vastakkaisuuntainen kuin jännevoiman betoniin aiheuttama puristusjännityksien vaakakomponentti P_z , joka vaikuttaa myös jänteen kohdalla. Nämä voimat kumoavat toisensa eli staattisesti määrättyssä yksiaukkoisessa palkissa ei synny vääntöä sen keskilinjalla sijaitsevasta jännevoimakuormasta. Jos kuitenkin siltaan syntyy jännevoimasta pakkovoimatila, eivät em. voimat sijaitse tarkalleen samalla kohtaa ja rakenteeseen syntyy vääntöä. Se voidaan yleensä vähäisenä jättää huomioonottamatta.

Useimmiten on mahdollista kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää sijoittamalla pystysuuntainen ohjausvoimaresultantti sopivasti poikkisuunnassa. Yksiaukkoisessa sillassa voidaan esim. järjestää ulkokaarten puoleisille jännteille suurempi nuolikorkeus kuin sisäkaarten puoleisille jännteille. Jänneiden kapasiteetista ei tällöin kuitenkaan menetetä juuri mitään, sillä keskikentässä ne sijaitsevat kaikki poikkileikkauksen alareunassa (kuva 0.7).



Kuva 0.7

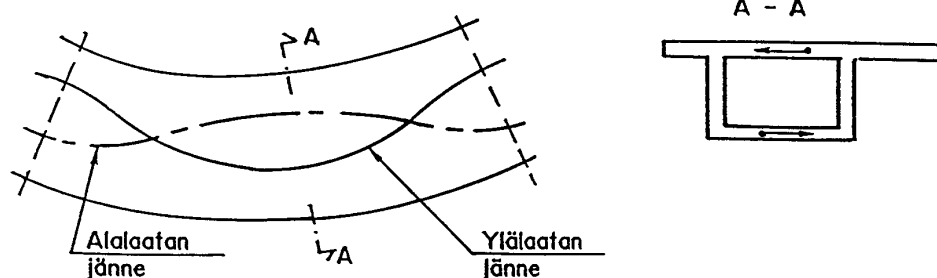
Toinen tapa kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää on sijoittaa ulkokaarten puolelle useampia jännteitä kuin sisäkaarten puolelle (kuva 0.8).



Kuva 0.8

Jatkuvassa palkissa erilaisten nuolikorkeuksien käyttö ei ole edullista, koska osa jän-teistä sijaitseisi välitukien kohdalla liian alhaalla.

Kotelopalkeissa jän-teitä ei voida keskikentän ja tuen välillä helposti siirtää vaaka-suunnassa. Niissä voidaan käyttää ns. laattajän-teitä, jotka sijoitetaan ylä- ja alalaat-taan. Poikkeuttamalla niitä vaakasuunnassa aikaansaadaan pysyvien kuormien vään-tömomentille vastakkainen ohjausvoimapari (kuva 0.9).



Kuva 0.9

5. Suunnittelua koskevia suosituksia

Sillan suunnittelun yleisen käytännön lisäksi vaakatasossa kaarevan sillan suunnitte-lussa on otettava erityisesti huomioon vääntömomentin vaikutus.

Tukien muotoilulla voidaan vaikuttaa vääntörasituksen jakautumiseen rakenteessa. Yleensä ainakin maatuella on syytä suunnitella vääntöjäykkä tuenta. Välitukien jous-tavuudesta riippuu sillan päihin kertyvän vääntörasituksen suuruus.

Poikkileikkauksen muodon valinnalla vaikutetaan vääntömomentin aiheuttamien jän-nitysten suuruuteen ja palkin kiertymään. Vääntöhalkeilua on syytä välttää, koska kiertymät kasvavat tällöin merkittävästi.

Kaareva silta suunnitellaan ensisijaisesti siten, että pysyvän kuorman ja jännevoiman aiheuttamat kiertymät ovat vähäisiä. Jos se jossakin tapauksessa ei ole mahdollista, sillalle annetaan pysyvää kiertymää vastaava ennakkokiertymä (vrt. ennakkokokohotus) halutun muodon aikaansaamiseksi.

On huomattava, että kaarevassa sillassa jännevoiman sijaitessa sillan symmetria-akselilla jännevoimasta ei aiheudu merkittävää vääntöä. Tämän johdosta jännevoima, joka kumoaa oman painon aiheuttaman taivutusmomentin, ei kumoaa oman painon aiheuttamaa vääntömomenttia. Tämä on otettava huomioon laskentaohjelman käytössä ja rakenne- ja kuormitusotaksumissa.

Jos rakenteen tasapainotila ei ole mahdollinen ilman- vääntökapasiteettia, murtorajatilatarkasteluissa kiinnitetään erityisesti huomiota vääntötasapainoa ylläpitävien kohtien suunnitteluun. Voimasuureet voidaan laskea kimmoteorian mukaan. Kimmo-tilassa on voimassa kaarevalle rakenteelle tyypillinen voimasuureiden myötävaikutus.

Halkeilu otetaan huomioon rakenteen taivutus- ja vääntöjäykkyyttä laskettaessa.

Murtokuormaa määrättäessä jännevoimaan suhtaudutaan kuten pysyvään kuormaan ja sille käytetään vastaavaa varmuuskerrointa. Jännevoiman suuruus ennen tai jälkeen pitkäaikaishäviöiden valitaan määräävän tilanteen mukaan.

Liik
enne
vira
sto

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-579-3

www.liikennevirasto.fi